

*Këtë temë ja dedikoj prindërve të mi, bashkëshortes time dhe fëmijëve të mi; të cilët na kanë
treguar rrugën për të ecur përpara, kanë qenë mbështetja dhe frymëzimi im i vazhdueshëm, dhe
janë e ardhmja jonë.*

Vlerësimi dhe përforcimi sizmik i urave ekzistuese

Punim disertacioni

Kandidati : MSc. Arian Lako

Udhëheqës : Prof. As. Niko Lako

UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT
DEPARTAMENTI I KONSTRUKSIONEVE DHE INFRASTRUKTURAVE TË
TRANSPORTIT

Tiranë, Qershor 2013

MIRËNJOHJE

Nëpërmjet saj shpreh mirënjohjeje dhe falënderimin për disa persona. Së pari do të doja të falënderoja bashkëshorten time, Nereidën, për mirësinë e saj, dashurinë, frymëzimin dhe mbështetjen e vazhdueshme që ajo më ka dhënë gjatë periudhës së përgatitjes për finalizimin e kësaj teze. Prof. Jorgaq Kaçanin për nxitjen dhe mbështetjen nga pikëpamja administrative, për plotësimin, realizimin dhe mbrojtjen e temës. Do të doja të falenderoj në veçanti udhëheqësin tim të tezës Prof. Asoc Niko Lako për ndihmën, konsultimet dhe udhëzimet e tij për zhvillimin e saj, Prof. Niko Pojani për mendimet dhe diskutimet shumë të vlefshme që kemi bërë gjatë gjithë kohës.

Në veçanti do të doja të falenderoja të gjithë kolegët dhe bashkëpunëtorët e mi për mbështetjen dhe ndihmën që më kanë dhënë, veçanërisht, MSc. Markel Baballëku, Brisid Isufi dhe Spartak Tumanin.

QËLLIMI

Qëllimi kryesor i këtij disertacioni është studimi dhe përdorimi i metodave bashkëkohore në vlerësimin sizmik të urave ekzistuese, ashtu siç përshkruhet në literaturën ndërkombëtare, nëpërmjet përdorimit të analizave statike jolineare apo analiza jolineare në fushën kohore, të cilat janë mjaft efikase për këtë vlerësimin duke na dhënë një pamje të qartë mbi reagimin e përgjithshëm të strukturës së urave. Aplikimi i standardeve evropiane duke i harmonizuar ato me literaturën amerikane si dhe përdorimi i metodave të reja shkencore për sigurimin sizmik të urave është një tjetër synim i këtij disertacioni. Të gjitha këto do të shërbejnë si një bazë për zhvillimin e kësaj metodike në vlerësimin sizmik të urave ekzistuese në rrugët kryesore të Shqipërisë, dhe duke synuar që ky studim në të ardhmen e afërt të shërbejë apo shfrytëzohet për krijimin e normave dhe udhëzimeve nga autoritetet përkatëse për këtë qëllim.

PËRMBAJTJA

MIRËNJOHJE	iii
QËLLIMI	iv
PËRMBAJTJA	v
PARATHËNIE	viii
1 Kapitulli I - Të Përgjithshme	1
1.1 Hyrje	1
1.2 Dëmtimi i urave nga tërmetet	3
1.3 Urat e ndërtuara në Shqipëri	5
1.4 Eksperienca shqiptare në riaftësimin e urave	8
1.5 Menaxhimi i urave në Shqipëri	8
2 Kapitulli II – Riaftësimi strukturor i urave	10
2.1 Përkufizimi i “riaftësimit”	10
2.2 Referencat normative dhe literatura	10
2.2.1 Riaftësimi në Eurokode	10
2.2.2 Riaftësimi në Normat dhe literaturën Amerikane	11
2.3 Filozofia e riaftësimit	12
2.3.1 Vendosja e prioriteteve lidhur me riaftësimin	12
2.3.2 Parime të përgjithshme lidhur me vlerësimin strukturor të urave ekzistuese	12
2.3.3 Disa nga problemet më të shpeshta në ura dhe zgjidhjet përkatëse	13
2.4 Vlerësimi paraprak	18
2.4.1 Vlerësimi paraprak sizmik nëpërmjet indeksimit	18
2.5 Literatura	33
3 Kapitulli III - Vlerësimi i detajuar i urave ekzistuese	35
3.1 Siguria dhe performanca e pritshme	35
3.1.1 Jetëgjatësia projektuese dhe veprimi sizmik karakteristik	35
3.1.2 Gjendjet e fundme kufitare (Ultimate Limit State – ULS)	36
3.1.3 Gjendja kufitare e shërbyeshmërisë (Serviceability Limit State - SLS)	36
3.1.4 Faktori i rëndësisë	37
3.2 Veprimi Sizmik	38
3.2.1 Spektri i reagimit elastik të nxitimit	38
3.2.2 Spektri i reagimit elastik të zhvendosjeve	42
3.2.3 Zhvendosja maksimale absolute dhe relative e truallit	43
3.2.4 Paraqitja e veprimit sizmik si funksion kohor (“time history”)	44
3.2.5 Ndryshimi hapësinor i veprimit sizmik	46
3.2.6 Marrja parasysh e komponentes vertikale të veprimit sizmik	46
3.2.7 Kombinimi i përbërësve sizmikë ortogonalë	47
3.2.8 Kombinimi i veprimit sizmik me veprimet e tjera	47
3.3 Vlerësimi i sigurisë	48
3.3.1 Të dhëna të nevojshme për vlerësimin	48
3.3.2 Shkalla e njohjes dhe faktori i besimit	49
3.3.3 Klasat e pasojave	50

3.3.4	Modeli strukturor	51
3.3.5	Metodat e analizës.....	57
3.3.6	Kontrolli i sigurisë	65
3.4	Literatura	68
4	Kapitulli IV – Teknika të riaftësimit të urave	70
4.1	Lidhjet ose kufizimet në mbështetje	70
4.1.1	Kufizim i lidhjeve në gjatësi	70
4.1.2	Kufizimi i çernierave në drejtimin tërthor	76
4.1.3	Kufizimi i lëvizjeve vertikale.....	77
4.2	Teknikat e riaftësimit të kolonave	77
4.2.1	Këmishimi metalik.....	77
4.2.2	Rrjetë teli e paranderur.....	78
4.2.3	Tekstil i përbërë nga fije qelqi	78
4.2.4	Veshja prej betoni	78
4.3	Masat e riaftësimit për jastëkët e pilave.....	78
4.3.1	Masa të përgjithshme	78
4.3.2	Zvogëlimi i forcave sizmike	79
4.3.3	Rritja e rezistencës së jastëkut	80
4.4	Masat e riaftësimit për themelet	81
4.4.1	Plintat	81
4.5	Literatura	84
5	Kapitulli V – Ura e Kukësit në Drinin e Zi.....	85
5.1	Të përgjithshme.....	85
5.2	Materialet dhe skema strukturore.....	86
5.2.1	Materialet	86
5.2.2	Mbistruktura.....	87
5.2.3	Nënstruktura.....	89
5.3	Vlerësimi paraprak i urës së Kukësit	91
5.3.1	Kategoria e Riaftësimit Sizmik të urës së Kukësit.....	91
5.3.2	Vulnerabiliteti i urës	92
5.3.3	Rreziku sizmik (për qëllime vlerësimi – E)	93
5.3.4	Treguesi i prioritetit P	93
5.3.5	Përfundime të vlerësimit paraprak.....	93
5.4	Modelimi i strukturës ekzistuese.....	94
5.4.1	Të përgjithshme	94
5.4.2	Modelimi i sjelljes së elementëve të veçantë lidhës	94
5.5	Format e lëkundjeve dhe analiza spektrale	95
5.5.1	Paraqitja e formave të lëkundjeve.....	95
5.5.2	Kërkesa sizmike në kohën e projektimit të urës dhe sipas Eurokodeve	96
5.5.3	Vëzhgime paraprake mbi reagimin e strukturës	98
5.6	Analiza për ngarkesa të lëvizshme.....	98
5.6.1	Të përgjithshme	98
5.6.2	Rezultatet e analizës me ngarkesa të lëvizshme	99
5.6.3	Llogaritja e trarëve dytësorë	100
5.7	Analiza e temperaturës dhe probleme të tjera që lidhen me fugat.....	105
5.7.1	Bymimi dhe tkurrja termike.....	105

5.7.2	Këndi i rrotullimit në mbështetje	105
5.8	Analiza sizmike e trarëve kryesore.....	106
5.9	Analiza në fushën kohore.....	107
5.9.1	Akselerogramat e përdorura.....	107
5.9.2	Rezultatet kryesore.....	108
5.10	Analiza statike jolineare “pushover”	111
5.10.1	Modelimi i strukturës për qëllime të analizës “pushover”	111
5.10.2	Kurba forca në bazë - zhvendosje	114
5.10.3	Vlerësimi i kapacitetit	117
5.11	Përfundime të vlerësimit të kapacitetit dhe përzgjedhja e strategjisë së riaftësimit	120
5.11.1	Vlerësim i nevojës për riaftësim	120
5.11.2	Ndërhyrja në çerniera, fuga dhe mbështetje	121
5.11.3	Ndërhyrja në trarët dytësorë.....	122
5.12	Literatura	123
6	Kapitulli VI – Ura e Dragotit	125
6.1	Pak histori	125
6.2	Përshkrimi i urës	128
6.3	Vlerësimi paraprak i urës së Dragotit	130
6.3.1	Kategoria e Riaftësimit Sizmik të urës së Dragotit.....	130
6.3.2	Përfundime të vlerësimit paraprak	131
6.4	Modelimi i strukturës ekzistuese.....	132
6.4.1	Të përgjithshme	132
6.4.2	Ngarkesat	134
6.5	Format e lëkundjeve dhe analiza spektrale	135
6.5.1	Paraqitja e formave të lëkundjeve.....	135
6.6	Analiza strukturore	136
6.6.1	Rezultatet e analizës nga ngarkesa të lëvizshme N-13	136
6.6.2	Analiza statike jolineare “pushover”	138
6.7	Literatura	140
7	Përfundime.....	142
7.1	Ura e Kukësit në Drinin e Zi	142
7.2	Ura e Dragotit	142
7.3	Rekomandime	143
8	Lista e simboleve kryesore.....	145

PARATHËNIE

Kjo tezë trajton problematikën aktuale dhe praktikën për vlerësimin e shkallës së vulnerabilitetit të strukturës së urave automobilistike nga veprimi sizmik si dhe masat që duhen marrë për të përmirësuar performancën e tyre. Teza është e ndarë në 7 kapituj.

Kapitulli i parë jep një informacion të përgjithshëm mbi nevojën e procesit të vlerësimit sizmik të urave ekzistuese për t'i bërë ato të përshtatshme për kushtet e reja të projektimit. Në këtë kapitull tregohet gjithashtu një histori e shkurtër mbi disa nga urat më të veçanta nga pikëpamja inxhinierike në Shqipëri dhe që janë aktualisht në gjendje pune. Në kapitullin e dytë e të tretë jepen normativat dhe kushtet për riaftësimin e urave, metodat e vlerësimit sizmik paraprak të urave nëpërmjet vendosjes së prioriteteve. Këtu tregohet gjithashtu se këto metoda janë kryesisht të bazuara në normat e standardet Amerikane, faktikisht, Eurokodet nuk trajtojnë në detaj aspekte të riaftësimit të urave, e vetëm pjesa 2 e Eurokodit 8 i dedikohet urave nga pikëpamja sizmike. Gjithsesi, Eurokodet nuk lënë pa trajtuar (relativisht shkurt) aspekte të riaftësimit të strukturave në përgjithësi. Kështu, Eurokodi 8, Pjesa 1 paraqet detaje për analizën “pushover” të strukturave, Aneksi B trajton llogaritjen e zhvendosjes së synuar të strukturave, etj., që mund të shërbejnë për vlerësimin e kapacitetit të strukturave. Po ashtu Eurokodi 8 pjesa 2 paraqet detaje për analizën “pushover” të urave etj. Pjesa 2 e Eurokodit 8 paraqet parime dhe rregulla për projektimin e urave. Për shkak të mungesës së të dhënave direkte në Normat Evropiane, trajtimet në këtë temë do i referohen herë pas here normave Amerikane dhe literaturës botërore, gjithmonë duke patur në vëmendje parimet bazë të shtjelluara në Eurokode, duke synuar kështu një nivel të njëjtë sigurie si për urat e reja që do projektohen në Shqipëri sipas Eurokodeve, ashtu edhe për stokun e urave që do kenë nevojë për ndërhyrje strukturore.

Kapitulli katërt trajton disa nga teknikat për riaftësimin e urave si lidhjet apo kufizimet në mbështetje si në drejtimin gjatësor ashtu edhe tërthor apo edhe vertikalë, teknikat e riaftësimit të kolonave, pilave jastëkut dhe themelit etj.

Kapitulli i pestë trajton aplikimin e metodës së vlerësimit paraprak dhe atij të detajuar për një nga urat më të veçanta dhe më të rëndësishme në aksin rrugor të rrugës së kombit, (ura ndërtuar në vitet 1974-1975).

Kapitulli i gjashtë, po ashtu si edhe kapitulli i pestë, trajton aplikimin e kësaj metode për urën e Dragotit si një tjetër vepër monumentale në këtë rast prej çeliku. Kjo urë ka vlera të mëdha për kulturën inxhinierike në vendin tonë. Ajo është projektuar në vitin 1934-1935 nga Ing. Confatonier i studios italiane "ANSALDO s.a.", pas një sërë variantesh duke filluar nga viti 1924 me inxhinierin francez LEKUAR. E veçantë e kësaj ure është madhështia e saj, ajo ka një gjatësia të përgjithshme 108m dhe gjerësi 7.5m (një vijë kalimi

4.7m e trotuar 2x1m). Nënstruktura është beton arme (ballnat) dhe lidhja e saj me mbistrukturën me çerniera të lëvizshme dhe të palëvizshme prej çeliku.

Në kapitullin e fundit jepen përfundimet e arritura dhe rekomandimet përkatëse.

Autori

1 Kapitulli I - Të Përgjithshme

1.1 Hyrje

Studimi i thelluar i shkaqeve që kanë çuar në dëmtime (e deri në shembje) të urave përgjatë historisë (kryesisht nën veprime të forta sizmike) ka sjellë përmirësim të konsiderueshëm të metodave të projektimit. Megjithatë, problemi mbetet mjaft i mprehtë lidhur me performancën e urave ekzistuese, të projektuara me kode që janë provuar që rezultojnë në një nivel sigurie të pamjaftueshëm, e që janë të rrezikuara nga tërmetet e mundshëm në jetëgjatësinë e tyre projektuese të mbetur.

Në shumë vende sizmike, ka patur një zhvillim të vrullshëm të urave pjesë përbërëse e rrugëve të kategorive të larta të trafikut (autostrada, superstrada etj.) përpara zhvillimit të kodeve të sotme të projektimit, qoftë Eurokodeve, qoftë kodeve Amerikane apo të tjera. Për këtë arsye, numri i urave të projektuara “nën-standard”, do mbetet i lartë për shumë vite në raport me urat e projektuara “sipas standardeve të sotme”. Bazuar në këtë arsyetim, nxirret përfundimi që është shumë e rëndësishme që riaftësimi të urave t’i kushtohet një vëmendje e veçantë nga të gjithë vendet, përfshirë Shqipërinë.

Lidhur me futjen e kushteve të reja të projektimit (Eurokodet) sot një nga problemet kryesore në fushën e veprave të transportit, veçanërisht të urave, është Vlerësimi i riskut sizmik dhe marrja e masave paraprake për përforsimin sizmik të tyre.

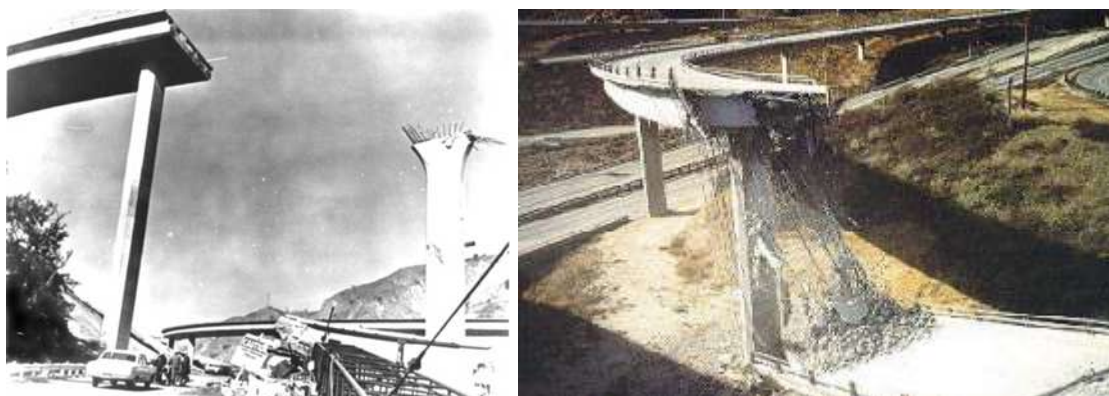


Fig. 1-1 – Pamje nga pasojat e tërmetit të San Fernandos, Kaliforni, 1971¹ dhe Northridge-earthquake 1994²

Vonesa në rritjen e vëmendjes mbi këtë problem nuk është unike vetëm për vendin tonë. Në botë, ndërgjegjja për rëndësinë e studimeve në këtë fushë u ngrit së tepërmi sidomos pas tërmetit të fuqishëm të 1989 Loma Prieta, i cili rezultoi katastrofik për një numër të konsiderueshëm veprash arti rrugore. Mjaftojmë të përmendim këtu tërmetin e San Fernando-s (Kaliforni 1971 me magnitudë 6.6) ku pati rënie spektakolare të disa urave të reja (Fig. 1-1) dhe reagimi u bë pas dymbëdhjetë viteve me botimin nga Administrata

¹ www.earthquake.usgs.gov,

² www.fhwa.dot.gov

Federale e Autostradave (FHWA) në një dokument me titull: “Retrofitting guidelines for Highway Bridges, ATC, 1983”.

Që nga viti 1992, FHWA ka ndërtuar një program të gjerë kërkimor për të hetuar aspekte të ndryshme të problemeve të vlerësimit dhe zvogëlimit të vulnerabilitetit sizmik të urave.

Si dokument i parë në këtë fushë përmendet "Seismic Retrofit Manual for Highway Bridges" (FHWA-RD-94-052) dhe që më pas u shoqërua me dokumentet: "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 Bridges" e "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 2 Retaining structures, Slopes, Tunnels, Culverts and Roadways" (MCEER-FHWA, 2005).



Fig. 1-2 Ura Nishinomiya-ko dhe viadukti Hanshin (Ekspressway) Japoni Kobe 1995.³

Në Evropë sistemi i Eurokodeve përbën siç dihet një dokument normativ modern lidhur me projektimin e urave të reja, veçanërisht Eurokodi 8 Pjesa 2 (CEN, 2005).

Përafrimi mbështetet kryesisht në parimet e projektimit sipas kapaciteteve, ku synohet të realizohet një shkallë hierarkie e ngurtësisë së urës për të siguruar se dëmtimet do të jenë të kontrollueshëm dhe se do të ndodhin vetëm aty ku ka ndërmend projektuesi. Theks i veçantë është vënë në projektimin e zhvendosjeve të përshtatshme dhe kapacitetit të duktilitetit në urat e reja. Tërmeti i Kobe 1995 na ka treguar në mënyrë vizuale se vetëm ngurtësia nuk do të mjaftonte për të siguruar një reagim të mirë sizmik. Tema zhvillohet rreth dy strategjive të ndryshme të projektimit: asaj tradicionale që bazohet në llogaritjen bazë sipas forcave, nivelet e të cilave janë të lidhura me spektrat e shpejtimit dhe më pas me kontrole për të siguruar kapacitete të përshtatshme për zhvendosjet, e strategjia e dytë më e reja, e projektimit sipas zhvendosjeve, ku zhvendosjet janë pika e fillimit të projektimit.⁴, Sot kjo e fundit po zëvendëson në masë të madhe metodën e projektimit sipas forcave (FBD).

³ www.ce.washington.edu

⁴ Strategjitë e projektimit “Force-Based-Design” (FBD) dhe “Displacement Based Design” (DBD)

1.2 Dëmtimi i urave nga tërmetet

Në këtë paragraf po tregoj disa nga llojet e dëmtimeve, të urave, që janë vërejtur më shpesh në ngjarjet e fundit shkatërruese sizmike në vende të ndryshme. Po të shohim mbistrukturën e cila përgjithësisht nuk ka funksionin e një elementi antisizmik, shpesh dëmtimet e saj janë të lidhura kryesisht me gabimet në konceptimin e lidhjeve të saj me nënstrukturën dhe veçanërisht projektimin e gjatësisë së pamjaftueshme të mbështetjes ndaj spostimeve sizmike. Ky dëmtim ka rezultuar shpesh me shembjet spektakolare të urave siç tregohet në Fig. 1-3.



Fig. 1-3 Humbja e mbështetjeve Urë në Kili tërmeti 27 Shkurt 2010, (images.nationalgeographic.com)

Gjithashtu nga dëmtimi i objekteve të ndryshme në pila është vërejtur që ato nuk kanë patur në përgjithësi duktilitet të mjaftueshëm në përkulje ose edhe mungesa e rezistencës në prerje. Shumë shpesh shembja ndodh nga izolimi jo i mirë i pilave nga pikëpamja sizmike gjë që bënë të mundur rritjen e momentit përkulës dhe madhësinë e forcave prerëse në seksionet e pilave, Fig. 1-4 dhe Fig. 1-5.



Fig. 1-4 Çernierë plastike nga përkulja e forca prerëse duke vepruar në mënyrë ciklike. Viadukti në Avenun Gothic (Tërmeti Northridge Kalifornia 1994 internet FEMA)



Fig. 1-5 Dëmtim nga forca prerëse. Viadukti në Avenun Gothic (Tërmeti Chi-Chi 1999 , Taivan internet)

1.3 Urat e ndërtuara në Shqipëri

Ndërtimi i urave në vendin tonë daton që nga koha e antikitetit, me zhvillimin e qyteteve dhe shteteve skllavopronare Ilire dhe Epiriote e në vijim me periudhën e pushtimit Romak e Bizantin. Ndërtimi i urave ka vijuar në mesjetë dhe në periudhat e mëvonshme. Në ditët e sotme disa prej këtyre urave përdoren ende dhe gjendja është e mirë, ndërsa pjesa më e madhe e tyre janë shkatërruar. Për urat që i takojnë periudhave të lartpërmendura, vlen të bëhen studime dhe të merren masa për mbrojtjen dhe restaurimin e tyre.

Periudha nga fillimi i shekullit XX e deri në fillimet e luftës së dytë botërore nisi me një epokë të re në fushën e ndërtimit të urave. Sidomos gjatë viteve 1920-1940, karakteristike e periudhës ishte ndërtimi i urave prej betoni dhe beton-armeje. Gjithashtu, për herë të parë filloi ndërtimi i urave të parasforcuara (të “paranderura”).



Fig. 1-6 Urë tip ramë betonarme në Pukë (A.Lako)

Një ndër arritjet më të mëdha është ndërtimi i urës mbi lumin Mat (e ashtuquajtura Ura e Zogut, 1938) si një urë me 5 hapësira harqesh prej betonarmeje 51m dhe me varëse vertikale të parasforcuara. Kjo është një nga urat e para me elementë të parasforcuar në Evropë.



Fig. 1-7 Ura e Zogut mbi lumin Mat (A.Lako)

Në periudhën midis viteve 1950-1960, u projektuan ura me beton të armuar monolit me hapësira 10 - 20 metra, të cilat u zbatuan pothuajse në të gjitha rrugët. Nga më të spikaturat janë urat e Gjergjanit Fushë-Arrëz, Ura në hyrje të Ballshit, etj. Gjatë kësaj periudhe u projektuan soletone monolite tip, me hapësira nga 1 në 10 m të cilat u përdorën gjerësisht në rrugët e reja të ndërtuara.

Në vitet 1969-1973 u ndërtua hekurudha malore Elbasan-Përrenjas, ku u ndërtuan shumë vepra arti. Një pjesë e urave kishin lartësi të madhe, si ajo e Bushtricës me 50m lartësi, e Pishkashit 32m, dy urat në Qukës me 30 dhe 25m lartësi etj. Në këtë hekurudhë janë ndërtuar gjashtë mbikalime e nënkalime si dhe një numër i madh urash të tjera më të vogla.



Fig. 1-8 Ura e Bushtricës (A.Lako)

Ura e Bushtricës ka veçorinë e pilave me beton masiv të pa armuar, gjë që e bën këtë urë plotësisht jo-duktilë. Edhe shumë ura të tjera të ndërtuara në Shqipëri pasqyrojnë nivelin e zhvillimit të shkencës dhe teknikës së kohës së tyre, prandaj kanë një sërë mangësish që janë provuar tashmë nga eksperiencia botërore.

Nga veprat më të rëndësishme pas viteve '70 kanë qenë edhe dy urat automobilistike në Kukës, një mbi Drinin e Bardhë dhe një mbi Drinin e Zi (përfundimi i ndërtimit në 1978). Këto janë nga urat më të mëdha në vendin tonë me hapësirë 79m dhe lartësi rreth 60m. Për urën në Drinin e Zi do të flitet gjerësisht në Kapitullin 5.

Periudha pas viteve '90 të shekullit të kaluar e në vazhdim karakterizohet nga një zhvillim i madh i transportit rrugor si pasojë e hapjes që pësoi vendi pas përmbyshjes së sistemit komunist dhe ndryshimit të sistemit ekonomik nga një sistem tërësisht të centralizuar në një sistem të ekonomisë së tregut. Kështu, p.sh., në segmentin Tiranë-Durrës janë ndërtuar: nënkalimi në Vorë, mbikalimi në Sukth, mbikalimi i Shën Vlashit, mbikalimi i unazës në Shkozë dhe mbikalimi tek ura e Dajlanit.



Fig. 1-9 Mbikalimi te Ura e Dajlanit (A.Lako)

Në segmentin, Durrës-Rrogozhinë-Lushnje u ndërtua mbikalimi i Plepave dhe ura e re mbi lumin Shkumbin në Rrogozhinë. Këto ura e mbikalime janë bërë me trarë të paranderur. Përgjatë këtyre segmenteve rrugore janë ndërtuar gjithashtu edhe ura e vepra të tjera arti të përmasave më të vogla. Po pas viteve '90 u ndërtua edhe Ura e re e Matit me gjatësi 600 metra, me trarë metalikë dhe soletë beton arme. Në segmentin Fushë-Krujë – Lezhë – Shkodër u ndërtua ura në hyrje të qytetit të Lezhës me trarë metalikë e soletë monolite; ura në hyrje të Shkodrës mbi lumin Drin me trarë të paranderur etj.



Fig. 1-10 Foto gjatë ndërtimit të urave në rrugën Durrës – Morinë (A.Lako)

Ndër veprat më të spikatura nga ana inxhinierike të periudhës pas viteve '90 është rruga Durrës Morinë. Në këtë segment janë rreth 46 ura të mëdha, skema statike e të cilave është

mikse (tra i thjeshtë dhe soletë e vazhduar), trarët janë të parapërgatitur me seksion U dhe të paranderur me metodën në beton. Hapësirat e trarëve shkojnë deri në 40m.

1.4 Eksperienca shqiptare në riaftësimin e urave

Eksperienca shqiptare në fushën e riaftësimit të urave është relativisht e mangët. Janë të pakta rastet e ndërhyrjeve strukturore në ura, e në ato të pakta raste, ndërhyrjet kryesore kanë konsistuar në përforcimin e elementëve specifikë (p.sh. soletave) e jo në një riaftësim të mirëfilltë që merr në konsideratë sjelljen e strukturës si një e tërë. Kështu p.sh., përmendet segmenti Fushë-Krujë - Lezhë – Shkodër, në të cilin u bë përforcimi i urave dhe veprave të tjera që ishin ndërtuar para 90' me ndërtimin e rrugës së re që lidh këto qytete (kryesisht soletat e këtyre urave).



Fig. 1-11 Përforcimi i kolonave në urën e Zenishtit në Burrel, (A.Lako)

Në urën e Zenishtit në Burrel (Fig. 1-11) janë aplikuar teknika të veshjes së kolonave me profile metalike dhe këmisha betonarme.

Gjithmonë e më tepër po rritet kërkesa për vlerësimin strukturor të urave ekzistuese në Shqipëri, për shkak të trafikut të shtuar, vjetërsisë, normave të reja, bashkëpunimeve ndërkombëtare në fusha të ndryshme të ekonomisë etj.

1.5 Menaxhimi i urave në Shqipëri⁵

Autoriteti përgjegjës për menaxhimin e urave në Republikën e Shqipërisë është Drejtoria e Përgjithshme e Rrugëve. Ndër projektet e para që lidhen me ndërtimin e një sistemi bashkëkohor të menaxhimit të të dhënave mbi stokun e urave ekzistuese në Shqipëri është krijimi i “*Sistemit të Menaxhimit të Urave Ekzistuese në Shqipëri*”, një projekt i delegacionit të Bashkimit Evropian në vendin tonë.

Puna është ende në hapat e para të krijimit të bazës së të dhënave, është instaluar software dhe tani ndodhet në pjesën më voluminoze të punës për mbledhjen e të dhënave. Me krijimin e kësaj baze të dhënash, aplikimi i metodës për vlerësimin paraprak sizmik, veç të tjerash do jetë e mundur të aplikohet procedura e vendosjes së prioriteteve lidhur me riaftësimin sizmik siç u përshkrua në paragrafin 2.3.1. Në kuadër të projektit të

⁵ Project No: 259167, Contract No: 2009/210-449, Ref: EuropeAid/127796/C/SER/AL

lartpërmendur, është hartuar edhe një manual mjaft i detajuar i cili udhëzon autoritetet shqiptare në zbatimin e procedurave për përmbushjen e objektivave të projektit.

Kështu, manuali në fjalë përmban udhëzime për vëzhgimin vizual të urave, hedhjen e të dhënave, përpunimin e tyre. Një pjesë e mirë e manualit i dedikohet përdorimit të një programi kompjuterik që lehtëson hedhjen dhe përpunimin e të dhënave që ndihmojnë në menaxhimin efikas të urave (BMX – “*Bridge Menagement Expert*”).

2 Kapitulli II – Riaftësimi strukturor i urave

2.1 Përkufizimi i “riaftësimit”

Një term i përdorur gjerësisht në literaturën teknike ndërkombëtare të inxhinierisë së strukturave, sidomos vitet e fundit, është “retrofitting”. Një përkufizim për të gjendet në ATC 40:

Riaftësimi është një metodë bazë e adoptuar për të përmirësuar performancën sizmike të mundshme të ndërtesës ose ndryshe, për të reduktuar riskun deri në një nivel të pranueshëm.

Një përkufizim i qartë nuk jepet në Eurokode, megjithatë, përkufizimi i mësipërm mund të përmbledhë mjaft mirë edhe kuptimin e përdorimit në Eurokode të këtij termi.

Në gjuhën shqipe sugjerohet të përdoret termi “riaftësim strukturor” ose “ri-përshtatje strukturore”. Duhet theksuar se në një kuptim më të gjerë, e sidomos në rastin tonë, përkufizimi i shkëputur nga ATC 40 mund të modifikohet për të përfshirë jo vetëm “ndërtesat” por gjithë strukturat në përgjithësi (edhe “urat” që do trajtohen në këtë temë), pasi parimet e përgjithshme janë të njëjta.

Mbështetur në literaturën teknike, me “riaftësim” do të kuptojmë rritjen e kapacitetit mbajtës të strukturave nëpërmjet ndërhyrjeve të ndryshme strukturore, kryesisht ndryshimin e skemës statike dhe përforcimin e elementëve strukturorë, me qëllim ripërshtatjen e strukturës me kushtet e reja (objektive ose subjektive).

2.2 Referencat normative dhe literatura

Literatura botërore lidhur me riaftësimin e urave, mbase për vetë kushtet sizmike, historinë e katastrofave natyrore me natyrë sizmike dhe nevojat praktike, dominohet nga autorë jo-evropianë, kryesisht nga SHBA, Japoni, Zelandë e Re etj., vende këto të njohura për sizmicitetin e lartë. Kodet e projektimit amerikane kanë trajtime specifike lidhur me vlerësimin e kapacitetit të strukturave ekzistuese dhe me strategjitë e riaftësimi të tyre.

2.2.1 Riaftësimi në Eurokode

Faktikisht, Eurokodet nuk trajtojnë në detaj aspekte të riaftësimi të urave. Pjesa 3 e Eurokodit 8 i dedikohet ndërtesave. Pjesë të tjera të Eurokodeve i dedikohen tërësisht projektimit të strukturave të reja.

Gjithsesi, Eurokodet nuk lënë pa trajtuar (relativisht shkurt) aspekte të riaftësimi të strukturave në përgjithësi. Kështu, Eurokodi 8, Pjesa 1 paraqet detaje për analizën “pushover” të strukturave, Aneksi B trajton llogaritjen e zhvendosjes së synuar të strukturave, etj., që mund të shërbejnë për vlerësimin e kapacitetit të strukturave po ashtu Eurokodi 8 pjesa 2 paraqet detaje për analizën “pushover” të urave etj. Pjesa 3 e Eurokodit 8, që paraqet parime dhe rregulla për projektimin e riaftësimi të ndërtesave mund të shfrytëzohet për të kuptuar filozofinë evropiane të riaftësimi të strukturave në përgjithësi.

Për shkak të mungesës së të dhënave direkte në Normat Evropiane, trajtimet në këtë temë do i referohen herë pas here normave Amerikane dhe literaturës botërore, gjithmonë duke

patur në vëmendje parimet bazë të shtjelluara në Eurokode, duke synuar kështu një nivel të njëjtë sigurie si për urat e reja që do projektohen në Shqipëri sipas Eurokodeve, ashtu edhe për stokun e urave që do kenë nevojë për ndërhyrje strukturore.

Mungesa e kësaj Euronorme shërben si një shkak për studimin e këtij problemi në korrelacion me Euronormat e tjera.

2.2.2 Riaftësimi në Normat dhe literaturën Amerikane

Në Shtetet e Bashkuara të Amerikës (SHBA), Kalifornia kryeson studimet dhe implementimet në fushën e riaftësimit të urave, kjo për vetë faktin se ky shtet ndodhet në “unazën e zjarrtë” të Oqeanit Paqësor e ka një aktivitet sizmik ndër më të lartët në botë. Departamenti i Transportit të Kalifornisë, CALTRANS (“*California Department of Transportation*”) është duke zhvilluar një sërë programesh studimore dhe ka nisur zbatimin e punimeve për riaftësimin e disa urave në Kaliforni. Pas tërmetit Loma Prieta, u identifikuan 1039 ura shtetërore që u bënë pjesë e fazës së parë të “Programit të Riaftësimit të Urave”. Pas tërmetit Northridge (1994) u identifikuan edhe 1155 ura të tjera që kanë nevojë për riaftësim, e kjo u emërtua “faza dy”. “Programi i urave me pagesë” ishte një tjetër fazë e projektit e cila bëri të mundur edhe sigurimin e një pjese të fondeve për riaftësimin e urave në Kaliforni. Në total, të tre fazat e projektit kërkojnë financim në vlerën 12 miliard e 262 milion dollarë (të dhënat nga faqja zyrtare e Caltrans në internet). Veç urave të tjera, programi parashikon përfundimin e punimeve për riaftësimin e urës “High Street” në Aukland në 2013, “Fifth Ave” në 2013 dhe “Schuyler Heim” në Long Beach në vitin 2017.

Normat AASHTO (“*American Association of State Highway and Transportation Officials*”) në fakt nuk përmbajnë udhëzime konkrete për riaftësimin e urave ekzistuese. Megjithatë, siç u përmend edhe pak më lart, ekzistojnë shumë studime, artikuj, iniciativa shkencore dhe implementime të suksesshme të teknikave të riaftësimit në SHBA.

“*Applied Technology Council*” (ATC), Këshilli i Teknologjisë së Aplikuar, në Shtetet e Bashkuara të Amerikës (SHBA), Berkeley, Kaliforni, ka një sërë botimesh që përmbajnë koncepte bashkëkohore të projektimit të urave të reja dhe të riaftësimit të tyre. Kështu, përmendim:

- ATC-6 – Udhëzues për projektimin sizmik të urave automobilistike;
- ATC-40 – Vlerësimi sizmik dhe riaftësimi i ndërtesave prej betoni;
- ATC-33 dhe FEMA-273 (Federal Emergency Management Agency – Agjencia Federale e Menaxhimit të Emergjencave), me titull “Udhëzime për rehabilitimin sizmik të ndërtesave” etj.

Siç u përmend edhe në Kapitullin 1, ndër botimet më të rëndësishme e që adreson drejtpërdrejt problemin e riaftësimit të urave është “Manuali i Riaftësimit Sizmik të Strukturave të Rrugëve Automobilistike” (Departamenti i Transportit SHBA). Ky botim, është i ndarë në dy pjesë, ku pjesa e parë i kushtohet tërësisht urave, ndërsa pjesa e dytë i referohet strukturave mbajtëse, pjerrësive, tuneleve, tombinove dhe shtresave rrugore.

2.3 Filozofia e riaftësimit

2.3.1 Vendosja e prioriteteve lidhur me riaftësimin

Nisur nga numri i madh i urave “nën-standard”, është e pamundur që ndërhyrjet në këto ura të jenë të njëkohshme dhe të menjëhershme, kështu që duhet të vendosen kritere të caktuara dhe prioritete në mënyrat e ndërhyrjeve për riaftësimin e urave. Duhet të përcaktohen urat që janë më të rriskuara e që duhen riaftësuar sa më shpejt, e më tej të dallohen urat që mund të riaftësohen në një fazë të mëvonshme.

Skema e vendosjes së prioriteteve duhet të përfshijë një sërë aspektesh përtej atyre “të pastra inxhinierike”, pasi faktorët ekonomikë, socialë, politikë janë të pashmangshëm. Në terma të përgjithshëm, pikat e mëposhtme mund të cilësohen si kryesore në këtë proces:

- *Sizmiteteti i zonës*. Probabiliteti i ngjarjes së një tërmeti të fortë mund të jetë faktori më i rëndësishëm për marrjen e një vendimi lidhur me riaftësimin;
- *Vulnerabiliteti (cënueshmëria) e strukturës*. Sisteme strukturore të ndryshme mund të konsiderohen se janë më të cënueshme në rast tërmeti sesa disa të tjera, e për pasojë mund të kenë nevojë për vëmendje sa më shpejt;
- *Pasojat sociale të shembjes*. Në këtë kategori faktorësh duhet vlerësuar densiteti i trafikut (që është një tregues i numrit të njerëzve në risk), rëndësia e urës në situatën pas-tërmetit për përballimin e emergjencës civile dhe fakti nëse ka apo jo rrugë alternative që lidhin zonat që ndahen nga ura.

Skema e vendosjes së prioriteteve është e nevojshme të jetë e thjeshtë, e mundësisht të mos kërkojë llogaritje strukturore. Por, kjo lloj skeme mund të ofrojë vetëm një vlerësim të përgjithshëm të gjendjes së urave, i cili do shërbejë thjesht për të dalluar urat që kanë nevojë për vëmendje të menjëhershme, pra, nuk mund të mjaftojë për projektimin e riaftësimit të tyre.

Në paragrafin 2.4 jepet më në detaj një mënyrë për vlerësimin paraprak të urave dhe për vendosjen e prioriteteve lidhur me riaftësimin e urave ekzistuese.

2.3.2 Parime të përgjithshme lidhur me vlerësimin strukturor të urave ekzistuese

Kur si pasojë e procesit të vendosjes së prioriteteve një urë cilësohet me prioritet të lartë për t’u riaftësuar, hapi pasardhës është vlerësimi i detajuar i performancës së pritur nën veprimin sizmik. Duke patur parasysh kërkesat e sotme të kodeve të projektimit, nuk pritet që rezultatet të jenë “shumë të mira”. Kodet e projektimit janë dokumente që kanë për qëllim të sigurojnë një nivel të pranueshëm sigurie në një gamë të gjerë situatash projektuese. Për këtë arsye, nuk mund të pretendohet për një nivel uniform sigurie për strukturat e projektuara duke ndjekur në mënyrë strikte kërkesat e kodeve të projektimit. Si rezultat, vlerësimi mbështetur në këto kode nuk është e thënë të japë përgjigje definitive për nivelin e sigurisë strukturore. Më tej akoma, kodet e projektimit mbështeten në metoda të tipit “kalon / nuk kalon”. P.sh., kodi mund të kërkojë një përqindje armimi në një rast të caktuar prej 1.2%. Ky kod do cilësonte si jo-konform një armim prej 0.9%, i cili nga ana tjetër, jo domosdoshmërisht do të nënkuptonte se elementi nuk zotëron kapacitetin e nevojshëm në një situatë sizmike të caktuar.

Për arsytet më sipër, procedura e vlerësimit të strukturave ekzistuese duhet të jetë më precize se një aplikim i thjeshtë i kodit të projektimit në fuqi. Kjo procedurë do duhet të jetë në gjendje të vlerësojë marrëdhënien forcë – deformim, e të caktojë qartë “pikat e dobëta” të strukturës.

Metoda të bazuara në mekanizmin plastik të kolapsit janë përgjithësisht më pak konservative se sa metoda që bazohen në vlerësime të drejtpërdrejta bazuar në kodet e projektimit.

Në raste të caktuara, për urat ekzistuese mund të pranohet një reagim në gjendjen kufitare të kontrollit të dëmtimeve me probabilitet më të lartë ngjarjeje se sa në urat e reja të projektuara, por në asnjë rast probabiliteti i kalimit të nivelit të sigurisë së jetës nuk duhet të jetë i ndryshëm nga ai që i korrespondon urave të reja.

2.3.3 Disa nga problemet më të shpeshta në ura dhe zgjidhjet përkatëse

Në vijim jepen shkurtimisht disa nga rastet tipike të dëmtimeve në ura, duke përshkruar në të njëjtën kohë edhe disa nga konceptet bazë që lidhen me riaftësimin e urave.

2.3.3.1 Shkëputja e mbështetjes

Shkëputja e elementëve strukturorë nga mbështetja mund të ndodhë si pasojë e mungesës së një gjatësie të mjaftueshme mbështetjeje në fugat e zgjerimit. Ky fenomen është një problem i hasur shpesh në urat ekzistuese nëpër botë. Që në vitet '70 të shekullit të kaluar ky problem u studiua me kujdes dhe u arrit në përfundimin se kosto financiare e riparimit të kësaj mangësie (riaftësimit të urës lidhur me këtë mangësi) nuk është e lartë, e teknikat nuk janë të vështira në realizim.

Mënyra më e zakonshme ka qenë vendosja e kufizuesve tip shufra ose tip kavo midis elementëve ose midis elementëve dhe pilave në disa raste. Në Japoni dhe Kaliforni ekzistojnë shembuj të shumtë të aplikimit të kësaj teknike. Figurat më poshtë paraqesin disa raste.





Fig. 2-1 Kavot e kufizimit në urat me mbështetje të thjeshtë, detaje lidhës



Fig. 2-2 Shufra lidhëse, detaje (Internet foto free nga google)

Në Kapitullin 4 jepen detaje më të zgjeruara rreth kësaj teknike.

2.3.3.2 Lëngëzimi i dherave dhe zhytja e ballnave

Disa nga problemet më të vështira dhe të kushtueshme të riaftësimit në ura lidhen me uljen e riskut të shkatërrimeve me natyrë gjeoteknike. Risku i lëngëzimit të trojeve mund të ulet nëpërmjet teknikave të vibrimit të dherave, përdorimit të pilotave prej zhavorri ose teknika të tjera të densifikimit ose reduktimit të presionit në pore.

Pasojat në strukturë mund të reduktohen duke rritur shkallën e pacaktueshmërisë strukturore të urës. Kështu, në këto raste, strategjia e riaftësimit mund të synojë ta bëjë mbistrukturën të vazhduar mbi pila ose nëse është e mundur, ta lidhë në mënyrë të ngurtë me nënstrukturën.

2.3.3.3 Shkatërrimi i kolonave

Metoda më e përdorur deri më sot për rritjen e duktilitetit në përkulje të kolonave dhe rezistencës në prerje është këmishimi i tyre me çelik.



Fig. 2-3 Këmbim në formë ovale i një pile

Për kolonat rrethore, dy fletë çeliku të harkuara në gjysma rrethi qafojnë kolonën (pilën) me një diametër pak më të madh se ai fillestar dhe saldohen në vend. Hapësira e vogël midis pilës dhe fletës së çelikut çimentohet me llaç zgjerues. Zakonisht raporti diametër kolone – trashësi flete çeliku varion nga 100:1 në 200:1. Kjo këmbishë çeliku vepron si një armaturë tërthore mjaft efikase dhe rrit ndjeshëm shtrëngimin e betonit në zonat e çernierave plastike si dhe aftësinë mbajtëse në prerje.

Edhe në pilat drejtkëndore kjo teknikë ka gjetur zbatim, duke krijuar forma rrethore ose ovale e duke mbushur me beton hapësirat e mbetura, siç tregohet në Fig. 2-3.

Metoda të tjera si p.sh. këmbisha betonarme apo me materialë kompozitë (fibra xhami – rezina epokside apo fibra karboni – rezina epokside) janë testuar si të suksesshme e kanë gjetur aplikim në një shkallë më të vogël se sa këmbishimi me çelik.

2.3.3.4 Shkatërrimi nga prerja ose përkulja e jastëkut të pilave

Zakonisht, ndërhyrjet në jastëkun e pilave konsistojnë në rritjen e kapacitetit në përkulje dhe prerje për të shmangur formimin e çernierave plastike në kolona (pila). Një nga teknikat më të përhapura është parasforcimi i jastëkut duke përdorur kavo të jashtme të ankoruara kundrejt fundeve, ose kavo që kalojnë nëpër kanale të hapura brenda jastëkut të pilave përgjatë gjithë gjatësisë.

Parasforcimi ofron rezistencë të rritur në përkulje dhe prerje me një kosto të ulët (përgjithësisht).

2.3.3.5 Shkatërrimet në nyja

Mangësitë në nyjet kolonë – jastëk apo kolonë – themel lidhur me mungesën e ankorimit të përshtatshëm apo forcës prerëse në nyje kërkojnë zakonisht të merren masa të cilat janë të vështira në realizim dhe të kushtueshme shpesh herë. Në raste ekstreme, kërkohet madje të hiqet betoni në nyje dhe të vendoset armaturë e përshtatshme për të përballuar forcën

prerëse në nyje. Megjithatë, ekzistojnë edhe metodika të përforcimit nga jashtë të nyjës, nëpërmjet këmishave me armim të lartë të lidhura me strukturën ekzistuese. Në të dyja rastet, përmasat e nyjës mund të jetë e nevojshme të rritet për të akomoduar armaturën e re ose për të mundur ankorimin e armaturës ekzistuese. Siç u përmend edhe më lart, parasforcimi i jastëkut mund të ndihmojë edhe nyjën në reduktimin e sforcimeve kryesore. Nyja kolonë – themel është më e vështirë për t'u riaftësuar. Aplikimi i një shtrese të re mbi themele në disa raste mund të rrisë aftësinë në prerje në nivele të pranueshme.

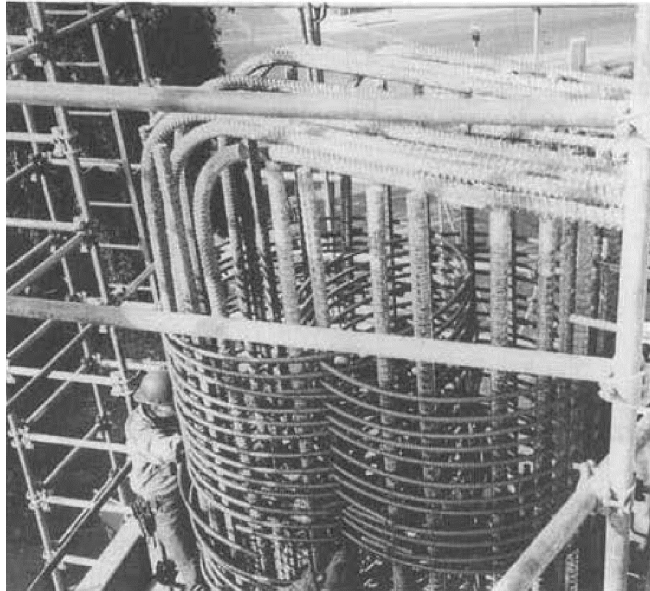


Fig. 2-4 Riparim i nyjës me armaturë shtesë të tërmetit Loma Prieta të vitit 1989

Problemet që lidhen me nyjat duhet të studiohen me kujdes, sepse kostot që shoqërojnë teknikat e riaftësimit janë mjaft të larta.

2.3.3.6 Shkatërrimet në themele

Ashtu si edhe problemet që lidhen me nyjat, edhe themelet janë mjaft të kushtueshme në riaftësim. Për këtë arsye, në fillim duhet të studiohet mundësia për të përballuar nivelin sizmik brenda një limiti të pranueshëm. Për shembull, pamundësia e një themeli për të përballuar përkuljen që i vjen nga kolona pa rrotullim të tij, mund të mos cilësohet si një reagim i padëshirueshëm, për sa kohë nuk ka humbje të qëndrueshmërisë së përgjithshme apo tejkalim të kapaciteteve në elementë strukturorë. Për më tepër, rrotullimi i themeleve mund të cilësohet si një masë e izolimit në bazë, me kapacitete të larta zhvendosjesh. Rritja e shtangësisë së themelit në këto raste do çonte në rritjen e forcave që i vijnë strukturës, e në disa raste ato mund të ishin në nivele të papranueshme.

Në rastet kur nuk mund të shmangen ndërhyrjet në themele, zakonisht bëhet zgjerimi i tabanit të tij (përmasat në plan) dhe vendosen pilota në zonën e shtuar (në varësi të kushteve gjeoteknike) me qëllim rritjen e kapacitetit kundrejt rrotullimit të tabanit (Fig. 2-5).

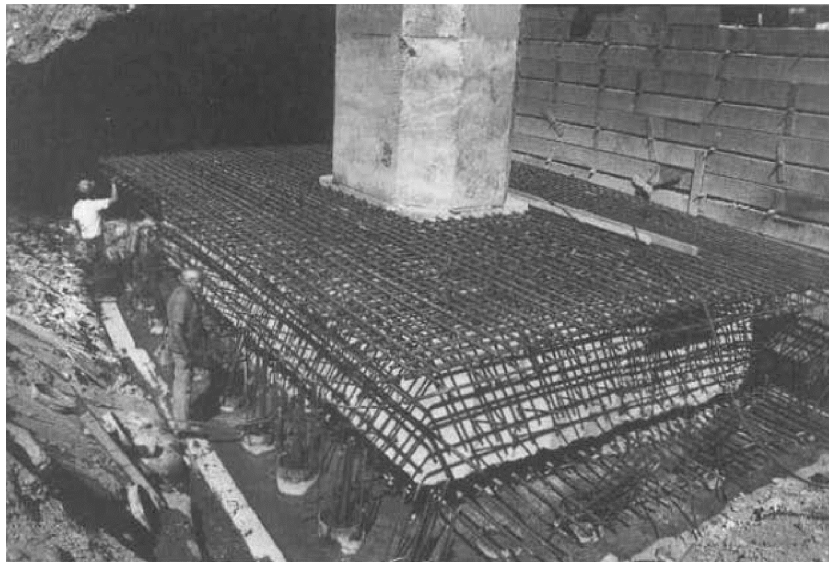


Fig. 2-5 Ndërhyrje strukturore në themel me rritje të përmasave në plan, armaturë shtesë dhe pilota

2.3.3.7 Izolimi sizmik si një metodë riaftësimi

Përfshirja e pajisjeve të veçanta të izolimit ose shuarjes në struktura ekzistuese mund të përdoret për të përmirësuar performancën sizmike të urave. Kur ura ka jastëk pilash në të cilin mbështetet mbistruktura nëpërmjet çernierave të posatshme, ato mund të zëvendësohen me pajisje që realizojnë izolimin e mbistrukturës nga nënstruktura, duke ulur forcat që i vijnë asaj deri në atë nivel që sjellja të jetë brenda fazës elastike.



Fig. 2-6 Pajisje izoluese të vendosura në Sierra Point para tërmetit Loma Prieta 1989

Një aplikim i tillë tregohet në Fig. 2-6 që i takon urës Sierra Point. Pajisjet e mbështetjes së mbistrukturës u zëvendësuan me izolatorë sizmikë me gomë dhe plumb. Kjo urë nuk pësoi dëmtime serioze të kolonave gjatë tërmetit të Loma Prieta.

Duke rregulluar karakteristikat e deformimit dhe rezistencës së mbështetjeve mund të realizohet gjithashtu edhe një rishpërndarje e përshtatshme e forcave sizmike dhe reagimi të bëhet më i rregullt (p.sh. duke shmangur efektin e kolonave të shkurtra).

2.4 Vlerësimi paraprak

Në Manualin e Riaftësimit Sizmik për Strukturat e Rrugëve Automobilistike, Pjesa 1 – Urat, prezantohen dy mënyra bazë për vlerësimin paraprak të urave lidhur me performancën e pritshme të tyre në situatë sizmike, me qëllim vendosjen e prioriteteve për riaftësimin e tyre:

- vlerësimi sizmik nëpërmjet indeksimit;
- vlerësimi sizmik nëpërmjet dëmtimeve të pritshme;

Ndër dy metodat e mësipërme, do përdoret më shumë në këtë temë metoda e vlerësimit nëpërmjet indeksimit, si një metodë më e thjeshtë e më e shpejtë.

2.4.1 Vlerësimi paraprak sizmik nëpërmjet indeksimit

Vlerësimi paraprak nuk nënkupton vlerësimin vetëm të humbjeve direkte ekonomike, ku si të tilla mund të merren si kostot e riparimit apo zëvendësimit të një urë të dëmtuar. Këto humbje nuk përfshijnë të ashtuquajturat kostot ose shpenzimet indirekte socio-ekonomike, të cilat mund të jenë shumë të rëndësishme dhe shpesh i tejkalojnë kostot e drejtpërdrejta. Kostot indirekte përfshijnë humbjen e jetës, lëndime, shkatërrime të biznesit, vonesë për shkak bllokimit e trafikut etj. Vlerësimi i këtyre shpenzimeve është një problem kompleks dhe i nënshtrohen metodave probabilitare të lidhura me atë të ngjarjes sizmike

2.4.1.1 Kategoria e Riaftësimit Sizmik SRC

Përpara se të kalohet në detaje për riaftësimin sizmik të urave, bëhet një klasifikim i përgjithshëm i tyre në Kategori të Riaftësimit Sizmik (SRC). (Seismic retrofit Category)

Në mënyrë të përmbledhur, hapat që ndiqen për përcaktimin e SRC të një ure jepen në vijim:

Hapi I

Përcaktohet rëndësia e urës, e cila mund të jetë “standarde” ose “esenciale”. Në vijim, në varësi të viteve të mbetura nga jetëgjatësia projektuese e urës, bëhet klasifikimi në Nivele të Jetëgjatësisë ASL: (Anticipated Service Life category)

0 – 15 vite:	ASL 1
16 – 50 vite:	ASL 2
mbi 50 vite:	ASL 3

Së fundmi bëhet klasifikimi i kushteve gjeoteknike në kategori të truallit (referuar normave Amerikane ky klasifikim do ishte A deri F, ndërsa sipas Eurokodeve A deri E dhe S1 dhe S2).

Hapi II

Në varësi të rëndësisë së urës dhe të jetëgjatësisë së mbetur, bëhet klasifikimi në “shkallë performance – PL”.

Tab. 2-1 Shkalla e performancës

Urë standarde	
ASL 1	PL 0
ASL 2	PL 1
ALS 3	PL 1
Urë esenciale për transport	
ASL 1	PL 0
ASL 2	PL 1
ALS 3	PL 2

Shkallët e performancës së mësipërme lidhen me nivelin e pranueshëm të dëmtimeve në urë si më poshtë:

PL 0 – për urën nuk kërkohet një minimum performance;

PL 1 – për urën kërkohet “sigurim i jetës”;

PL 2 – ura kërkohet të jetë e operueshme pas tërmetit, me riparime të vogla;

PL 3 – ura kërkohet të jetë plotësisht e operueshme pas tërmetit.

Hapi III

Ky hap konsiston në përlogaritjen e rrezikut sizmik, të shprehur në vlerë “niveli i rrezikut sizmik - SHL” në funksion të S_{D1} .

Tab. 2-2 Niveli i rrezikut sizmik

Niveli i rrezikut SHL	$S_{D1} = F_v S_1$	
I	nga 0	deri 0.15
II	nga 0.15	deri 0.25
III	nga 0.25	deri 0.4
IV	mbi 0.4	

Pasi ndiqen tri hapat e mësipërm, bëhet klasifikimi në SRC sipas tabelës së mëposhtme:

Tab. 2-3 Tabela e llogaritjes së SRC në varësi të SHL dhe PL

SHL	PL	SRC
I	PL 0	A
	PL 1	A
	PL 2	B

II	PL 0	A
	PL 1	B
	PL 2	B
III	PL 0	A
	PL 1	B
	PL 2	C
IV	PL 0	A
	PL 1	C
	PL 2	D

2.4.1.2 Skema e përgjithshme

Siç u tha edhe më sipër, me qëllim vendosjen e prioriteteve për riaftësim të urave, duhet të merret parasysh vulnerabiliteti, rreziqet sizmike dhe gjeoteknike si dhe faktorët socio-ekonomik që ndikojnë në rëndësinë e urës. Kjo arrihet së pari duke bërë renditje (klasifikime) të pavarura të urave lidhur me problemet strukture e së dyti duke konsideruar faktorët jo-strukturorë, për të arritur në një përfundim të qartë për prioritetet lidhur me riaftësimin e urave.

Kështu, sistemi i klasifikimit apo vlerësimit është edhe sasior edhe cilësor. Pjesa sasiore prodhon një vlerësim sizmik (të quajtur rangi i urës, R) bazuar në vulnerabilitetin strukturor dhe rrezikun sizmik. Pjesa cilësore bën modifikimin e këtij rangi në një mënyrë subjektive që merr parasysh rëndësinë e urës, rrjetin rrugor, problemet në situata jo-sizmike, jetëgjatësinë e pritshme e faktorë të ngjashëm. Ky arsyetim çon në përcaktimin e një “treguesi të prioritetit - P ”:

$P=f(R, \text{rëndësisë, situatat jo-sizmike, faktorë të tjerë...})$.

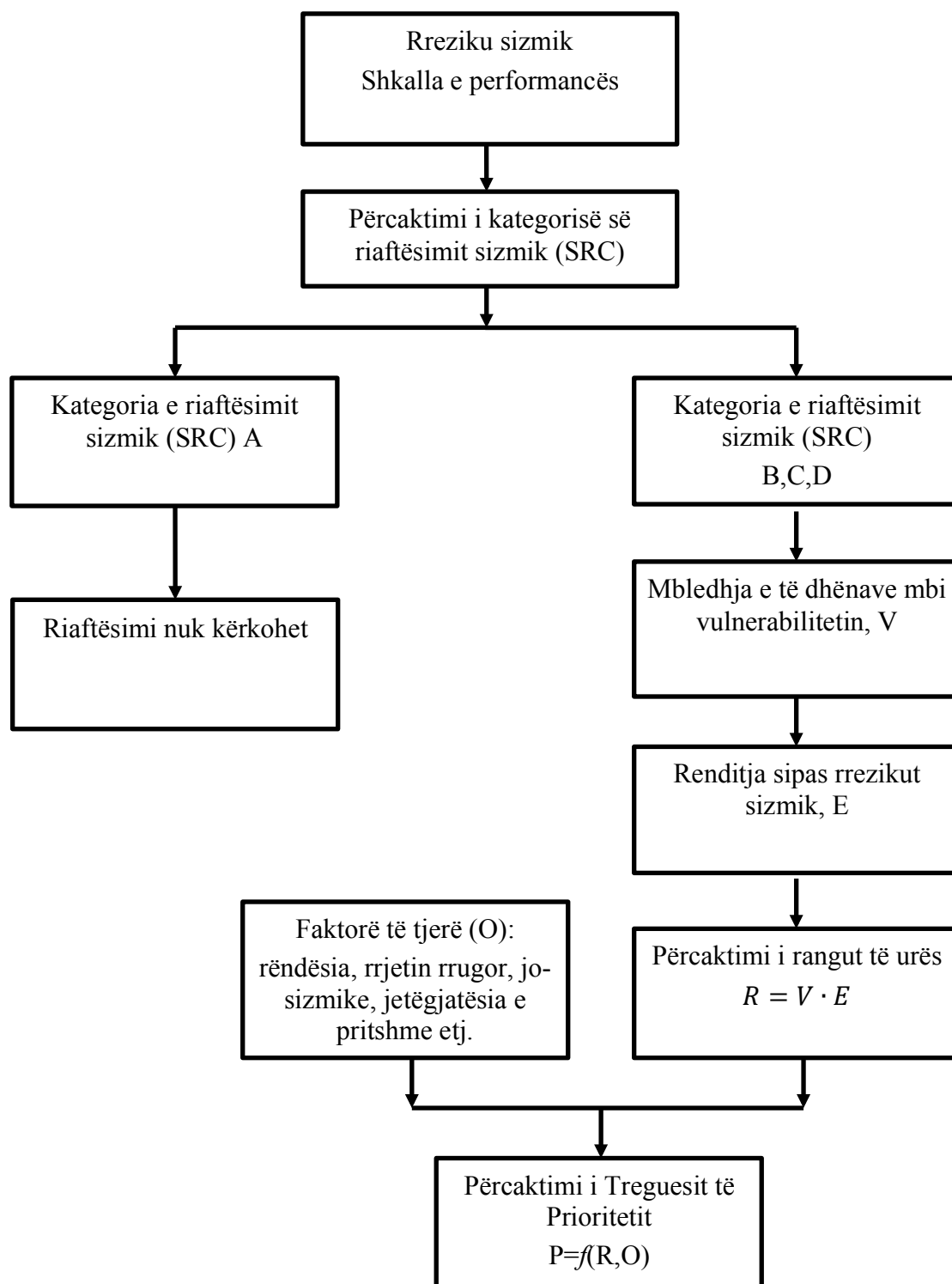


Fig. 2-7 Skema e përgjithshme e llogaritjes së Treguesit të Prioritetit “P”

Në mënyrë të përmblodhur, diagrama e Fig. 2-7 paraqet procedurën e përshkruar më lart.

2.4.1.3 Llogaritjet për përcaktimin e rangut të urës

Siç u tha edhe më sipër, rangi i urës ‘R’ do të varej nga vulnerabiliteti (V) dhe rreziku sizmik (E). Secili prej këtyre faktorëve merr vlera nga 0 në 10 dhe produkti i tyre jep rangun e urës:

$$R = V \times E$$

Ek - 2-1

Kështu, 'R' do të marrë vlera nga 0 në 100, e sa më madhe kjo vlerë aq më e madhe është nevoja e kësaj ure për t'u riaftësuar (pa marrë akoma parasysh faktorët e tjerë).

a) Shkalla e Vulnerabilitetit (V)

Edhe pse performanca në total e urës varet nga bashkëveprimi sa më i mirë midis komponentëve përbërës, disa prej tyre janë me vulnerabël sesa të tjerët, si p.sh.:

- çernierat, lidhjet dhe mbështetjet;
- kolonat dhe themelet;
- ballnat;
- dherat.

Nga elementët e mësipërm, çernierat, lidhjet dhe mbështetjet e pamjaftueshme janë ndër problemet më të përhapura në ura por nga ana tjetër janë më pak të kushtueshme. Prandaj, vulnerabiliteti i tyre llogaritet në mënyrë të veçantë nga pjesa tjetër e strukturës dhe shënohet V_1 . Vulnerabiliteti i elementëve të mbetur përcaktohet si shuma e vulnerabiliteteve të secilit element që dyshohet të ketë dëmtime dhe shënohet V_2 . Vlerësimi i përgjithshëm i vulnerabilitetit merret si më i madhi ndërmjet V_1 dhe V_2 dhe paraqitet në mënyrë të përmbledhur në diagramën e Fig. 2-8.

Përcaktimi i këtyre vlerave për vulnerabilitetin kërkon gjykim inxhinierik të konsiderueshëm e në mënyrë që ky vlerësim të jetë sa më objektiv, në vijim do jepen disa rekomandime për përcaktimin e V_1 dhe V_2 .

Vlerat e vulnerabilitetit mund të variojnë nga 0 në 10. Një vlerë 0 do të thotë vulnerabilitet shumë i ulët, 5 do të thotë vulnerabilitet i moderuar ndaj shembjes dhe një vulnerabilitet i lartë në lidhje me humbjen e mundshme të aksesit dhe 10 do të thotë vulnerabilitet shumë i lartë i shkatërrimit. Kjo nuk do të thotë që nuk lejohen vlera të ndërmjetme të "V".

Për urat të kategorizuara në SRC B nevojitet që të llogaritet vulnerabiliteti i çernierave, mbështetjeve etj. së bashku me potencialin e lëngëzimit të trojeve. Eksperienca ka treguar se mangësitë në lidhje me mbështetjet, çernierat etj., mund të riparohen në mënyrë ekonomike.

Për urat me SPC C ose D nevojitet që përveç faktorëve më sipër të llogaritet edhe vulnerabiliteti i kolonave, themelit dhe ballnave. Eksperienca ka treguar që ndërhyrja në këto elemente është shumë më e vështirë dhe më e kushtueshme se në elementët e parë.

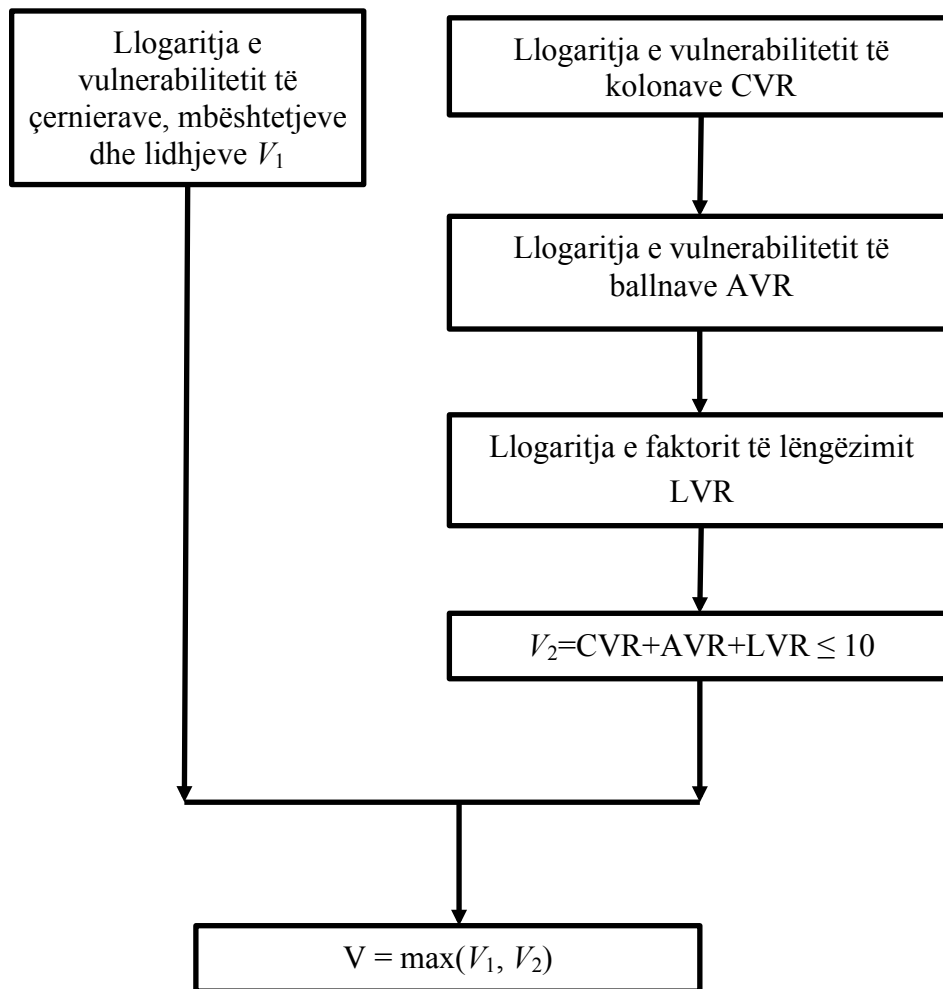


Fig. 2-8 Skema e përgjithshme e llogaritjes së vulnerabilitetit V

Krahasimi ndërmjet vulnerabilitetit V_1 dhe V_2 shërben për të marrë një indikacion se cila metodë riaftësimi është e nevojshme të përdoret. Kështu, nëse vulnerabiliteti i çernierave është i njëjtë ose më i vogël se sa i elementëve të tjerë, atëherë riaftësimi vetëm i tyre ka pak vlerë. Anasjelltas, nëse vulnerabiliteti i çernierave është i madh atëherë do të jetë më e vlefshme që riaftësimi të fokusohet në këta elementë.

- *Vulnerabiliteti V_1 (çernierat, mbështetjet, lidhjet)*

Shkalla e Vulnerabilitetit për lidhjet, çernierat dhe mbështetjet (V_1).

Çernierat përdoren për të transmetuar ngarkesat nga mbistruktura në nënstrukturë dhe për të siguruar deformim të lirë të mbistrukturës (kur nevojitet). Çernierat ndahen në dy grupe të mëdha (Fig. 2-9): të palëvizshme (të cilat sigurojnë rrotullim të lirë) ose të lëvizshme (të cilat sigurojnë zhvendosje të lirë nga deformimet e temperaturës). Një çernierë e lëvizshme mund të lejojë zhvendosjen translativë në një drejtim, por jo drejtimin ortogonal.

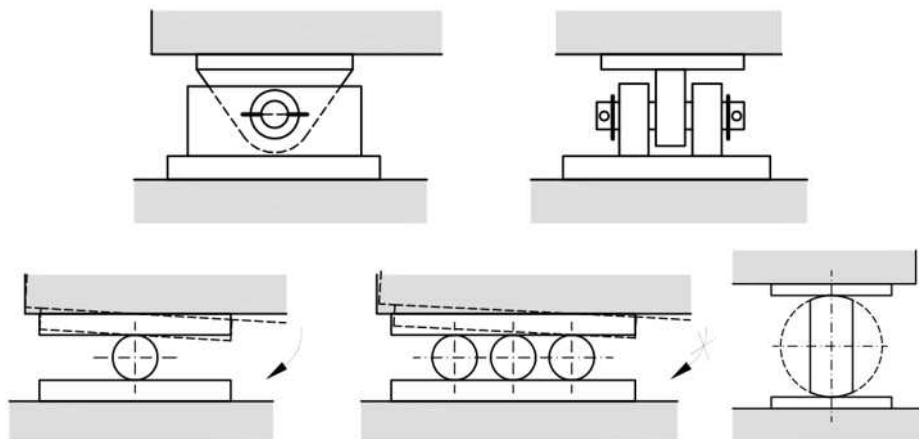


Fig. 2-9 Tipet kryesore të çernierave vulnerabël në ura (të lëvizshme e të palëvizshme)

Ekzistojnë pesë llojet kryesore çernierash të përdorura në ura:

1. *Çerniera me pllaka të rrafshëta.* Në përgjithësi këto çerniera përbëhen prej dy pllakash metalike të cilat rrëshqasin njëra kundrejt tjetrës dhe përgjithësisht lejojnë të dyja llojet e lëvizjeve (si zhvendosjen translative ashtu dhe rrotullimin). Këto çerniera janë më vulnerable nga të gjitha llojet e tjera.
2. *Çerniera tangenciale.* Edhe këto përbëhen prej dy pllakash metalike ku e poshtmjaka formë të kurbëzuar me rreze $R=30\div 100\text{cm}$. Zakonisht këto çerniera janë stabil gjatë një tërmeti me përjashtim të rasteve kur dalin nga vendi ose kur zhvendosen horizontalisht.
3. *Pajisjet elastomere.* Këto çerniera përbëhen nga shtresa plastike dhe metalike. Ndërmjet materialit plastik ngjiten fletë metalike me trashësi $0.2\div 2\text{mm}$, të cilat punojnë si armaturë dhe marrin pjesë në zgjerimin anësor të neoprenit, rrisin shtangësinë e çernierës dhe ulin madhësinë e ngjeshjes nga forcat horizontale dhe vertikale. Zakonisht pajisja është e qëndrueshme gjatë tërmetit, por janë vënë re edhe shkëputje në raste të lidhjeve të pamjaftueshme.
4. *Pajisjet rrëshqitëse.* Në këto pajisje, një sipërfaqe rrëshqet mbi tjetrën, e mund të jenë prej materialeve nga më të ndryshmet, si shtresë asbesti ndërmjet dy elementëve prej betoni, teflon, pllaka çeliku të pandryshkshëm etj.
5. *Çernierat me ngarkesë të lartë e rrotullime biaksiale si sferike, disk etj.* Zakonisht kanë sjellje të mirë në situatë sizmike, por lidhjet me elementët e strukturës janë shfaqur shpesh herë problematike.

Bllokimi tërthor i lëvizjes zakonisht realizohet nga vetë pajisjet e mbështetjes (çernierat). Tipa të zakonshëm bllokuesish janë kunjat dhe bulonat e ankorimit. Bllokuesit nuk zotërojnë duktilitet në përgjithësi dhe i nënshtrohen forcave të mëdha që vijnë nga rishpërndarja e forcave në elementët duktilë të urës. Gjithashtu, ngarkesa nuk shpërndahet në mënyrë të njëtrajtshme nëpër elementët që bëjnë bllokimin (për shkak të tolerancave në zbatim), kështu që elementë të caktuar mund të mbingarkohen gjatë një tërmeti, e

shkatërrimi i bllokuesve nga këto fenomene mund të sjellë pasoja të rënda për urën. Specifikimet AASHTO kërkojnë një përmasë minimale mbështetjeje për urat e reja. Në rregullat NCHRP 12-49 jepet formula e mëposhtme për gjatësinë minimale të mbështetjes, e cila shërben si bazë për verifikim edhe të urave ekzistuese:

$$N = \left[100 + 1.7L + 7.0H + 50\sqrt{1 + \left(2\frac{B}{L}\right)^2} \right] \frac{(1 + 1.25F_v S_1)}{\cos \alpha} \quad Ek - 2-2$$

Ku: N është gjatësia e rekomanduar e mbështetjes e matur pingul me faqen e ballit ose pilës (m);

L është gjatësia e mbistrukturës së urës nga mbështetja deri në fugën e afërt, ose deri në fundin e mbistrukturës (m). Për çernierat ose fugat brenda një hapësire dritë, L është shuma e distancave nga një anë e çernierës (m); për urat me një hapësirë L është gjatësia e mbistrukturës (m);

H është lartësia e urës. Për mbështetjet në ballna, H është mesatarja e lartësive të kolonave ose pilave që mbajnë mbistrukturën në një anë të çernierës deri në ball. Për mbështetjet në pila, H është lartësia e pilave, për mbështetjet çernierë brenda një hapësire dritë H është mesatarja e lartësive të pilave të njëpasnjëshme dhe për urat me një hapësirë, H=0.

B është gjerësia e mbistrukturës (m);

α është këndi i shmangies së urës kundrejt normales

$S_{D1}=F_v S_1$ është produkti i faktorit të truallit me nxitimin spektral.

Raporti B/L nuk nevojitet të merret më i madh se 3/8.

Një metodë për përcaktimin e shkallës së vulnerabilitetit në lidhje, çerniera dhe mbështetje (V_1) jepet më poshtë duke ndjekur katër hapa:

Hapi 1: Përcaktohet nëse ura ka detaje të pranueshme të çernierave, si në rastet vijuese:

1. Struktura të vazhduara me ballna të integruara
2. Struktura të vazhduara me ballna me mbështetje kur të gjitha kushtet e mëposhtme plotësohen:
 - ose pjerrësia në plan është më e vogël se 20° ose është më e madhe se 20° por më e vogël se 40° dhe raporti gjatësi-gjerësi mbistrukture është më i madh se 1.5;
 - nuk përdoren çerniera të lëvizshme;
 - ura ka më shumë se 3 trarë dhe mbështetja e fundit (në ball) është e vazhduar në drejtimin tërthor;
 - gjatësia e mbështetjes është më e madhe se sa N e llogaritur më sipër;

Në rast se kemi detaje të tilla të çernierave, atëherë shkalla e vulnerabilitetit (V_1) do të jetë 0.

Hapi 2: Përcaktohet vulnerabiliteti për shkatërrimin e strukturës dhe humbjen e aksesit funksional të urës për shkak të lëvizjes tërthore (V_T). Lidhjet tërthore duhet të shkatërrohen përpara se të ndodhin lëvizje tërthore. Në mungesë të llogaritjeve që tregojnë të kundërtën, bëhet supozimi se në urat me SRC C dhe D bulonat e ankorimit dhe/ose shufrat që pengojnë lëvizjen në drejtimin tërthor do të shkatërrohen. Gjithashtu, në urat me SRC D, kur ka bllokues betonarme jo duktilë me armim të zakonshëm, ata do supozohet se do shkatërrohen.

Kur lidhjet tërthore shkatërrohen, trarët bëhen vulnerabël ndaj humbjes së mbështetjes në rast se kemi një nga situatat të mëposhtme:

- trarë të veçantë janë mbështetur në jastëkë ose kolona të veçanta;
- trau i jashtëm i një ure me 2-3 trarë mbështetet pranë skajit të një çerniere pavarësisht në është mbështetur në një jastëk të veçantë apo jo.

Në secilin prej këtyre rasteve, shkalla e vulnerabilitetit (V_T) vlerësohet me 10.

Shumë raste kanë treguar se çernierat lëvizëse prej çeliku përmbysen në drejtimin tërthor duke shkaktuar një zhvendosje mbetëse të urës. Të gjitha urat të klasifikuara SPC D janë vulnerabël ndaj këtij lloji shkatërrimi. Urat me SPC C janë vulnerabël vetëm kur pjerrësia e mbështetjes është më e madhe se 40° . Kur urat janë vulnerabël ndaj përmbysjes së çernierës por nuk ka gjasa që të shkatërrohet struktura, shkalla e vulnerabilitetit V_T vlerësohet me 5. Në rastet e tjera, $V_T=0$.

Hapi 3: Përcaktohet vulnerabiliteti për shkatërrimin e strukturës ose humbjes së gjendjes së shërbimit për shkak të lëvizjes gjatësore (V_L). Llogaritja e V_L bëhet duke krahasuar “N” me gjatësinë faktike të mbështetjes:

Nëse $L \geq N$, atëherë $V_L=0$ pavarësisht tipit të mbështetjes;

Nëse $N > L \geq 0.5N$ dhe nuk përdoren çerniera me pllaka metalike, $V_L=5$;

Nëse $N > L \geq 0.5N$ dhe përdoren çerniera me pllaka metalike, $V_L=10$;

Nëse $0.5N > L$, $V_L=10$ në çdo rast.

Hapi 4: Llogaritet V_1 si më e madhja nga vlerat V_T dhe V_L .

Në mënyrë të përmbledhur, procedura për llogaritjen e V_1 jepet në skemën e Fig. 2-10.

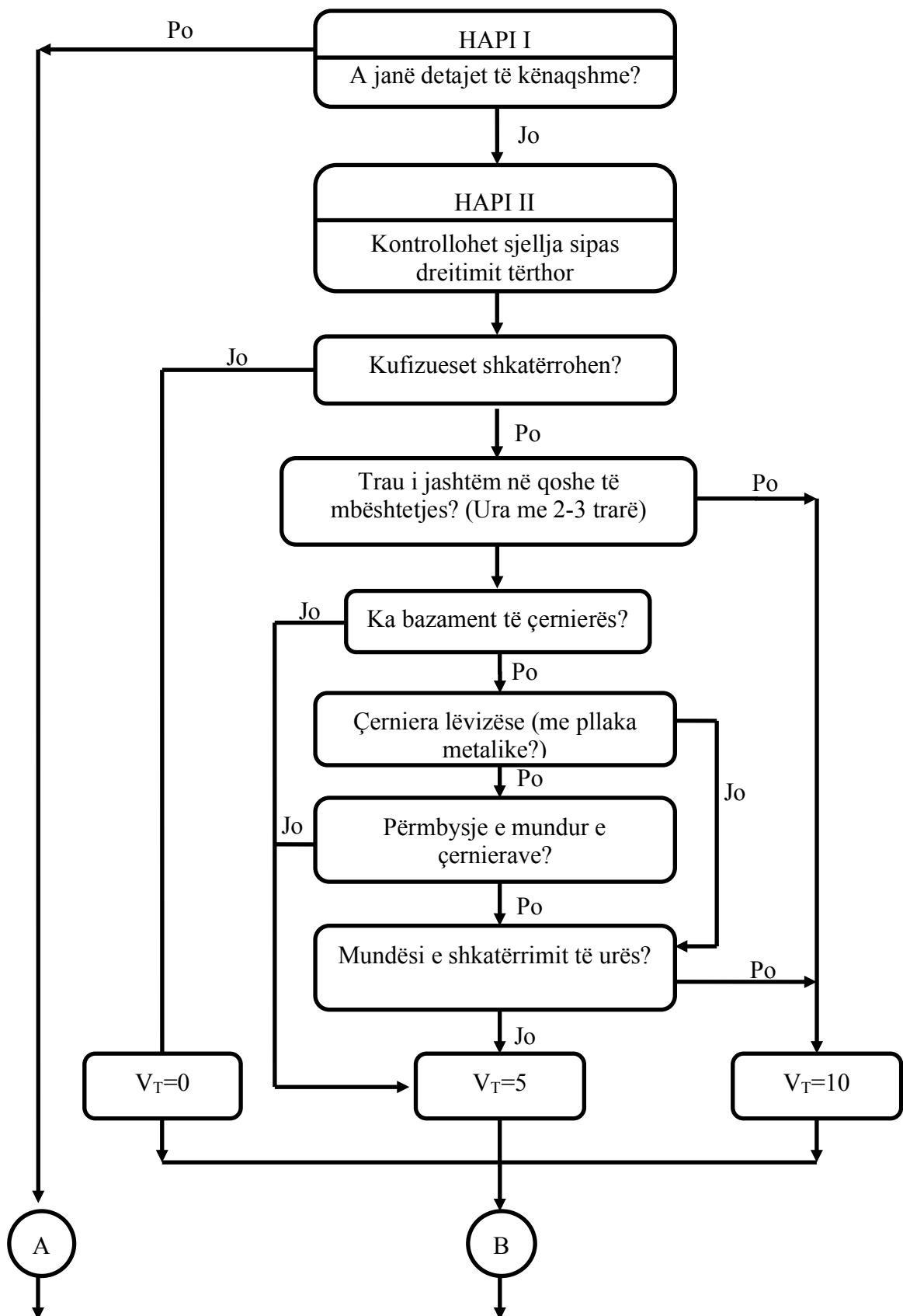


Fig. 2-10 Procedura e llogaritjes së vulnerabilitetit të mbështetjeve, çernierave, lidhjeve (V_I) (vazhdon...)

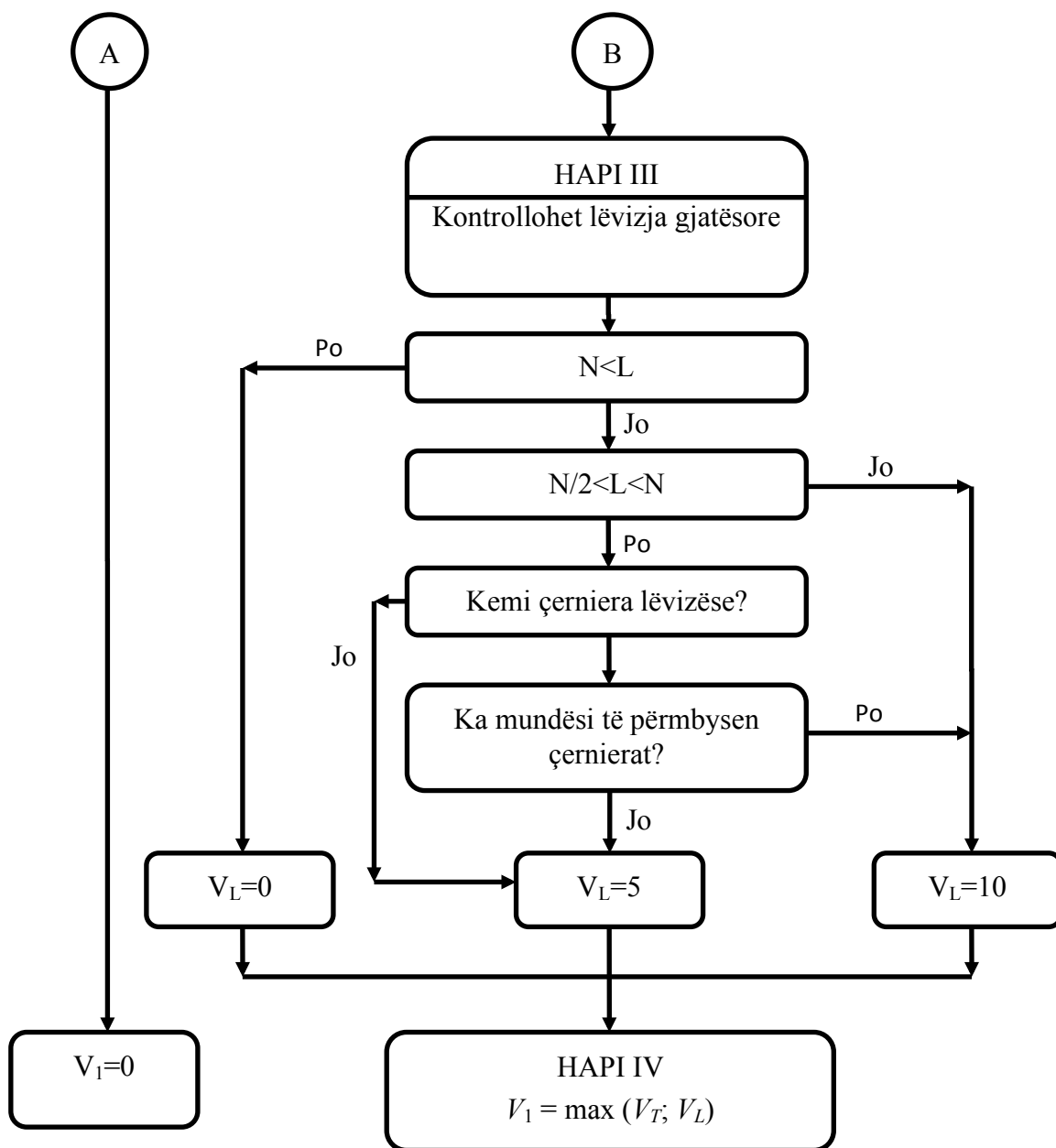


Fig. 2-11 Procedura e llogaritjes së vulnerabilitetit të mbështetjeve, çernierave, lidhjeve (V_1) (...vazhdim)

- *Vulnerabiliteti V_2 (kolonat, ballnat dhe potenciali i lëngëzimit)*

Shkalla e vulnerabilitetit për elementët e tjerë të urës (V_2), do të llogaritet duke bërë vlerësime të vulnerabilitetit për çdo element më vete:

$$V_2 = CVR + AVR + LVR \leq 10$$

Ek - 2-3

ku CVR përfaqëson shkallën e vulnerabilitetit për kolonat, AVR për ballnat dhe LVR për lëngëzimin e trojeve. Në vijim jepet metodika e sugjeruar për vlerësimin e secilës madhësi.

- *Shkalla e vulnerabilitetit për kolonat CVR*

Kolonat janë shkatërruar në tërmetet e mëparshëm për shkak të mungesës së armaturës së përshtatshme tërthore dhe detajeve strukturore të papërshtatshme për reagim sizmik.

Gjithashtu, në tërmetet e shkuar janë vënë re shkatërrime nga prerja apo nga shkëlqja e armaturës gjatësore, zakonisht pranë themelit. Gjithsesi, shumica e kolonave të urave janë shkatërruar si rezultat i një tërmeti me kohëzgjatje dhe shpejtim të madh.

Procedura e paraqitur hap-pas-hapi më poshtë mund të përdoret për përcaktimin e shkallës së vulnerabilitetit për kolonat, pilat dhe themelin (CVR).

Hapi 1: Vlerësohet CVR me 0 për urat e kategorisë SPC B;

Hapi 2: Vlerësohet CVR me 0 nëse shkatërrimi është i mundshëm në bulonat e ankorimit apo kunjat bllokues, në mënyrë që transferimi i ngarkesave në kolona të mos realizohet;

Hapi 3: Vlerësohet CVR me 0 në qoftë se kolonat dhe themelet kanë hekur të mjaftueshëm gjatësor dhe tërthor sipas specifikimeve të AASHTO (për rastin e Shqipërisë mund të pranohet niveli i rekomanduar nga Eurokodet për armimin minimal të elementëve strukturorë në situata sizmike);

Hapi 4: Në qoftë se asnjë nga hapat e mësipërm (1-3) nuk aplikohet, atëherë shkalla e vulnerabilitetit CVR në kolona do të vlerësohet sipas fazave:

Hapi 4a: kontrolli i kolonës nga forca prerëse

$$CVR = Q - P_R \quad \text{Ek - 2-4}$$

ku: $Q = 13 - 6 \cdot \left(\frac{L_c}{P_s \cdot F \cdot b_{\max}} \right)$

L_c = gjatësia efektive e kolonës;

P_s = përqindja e armaturës kryesore e shprehur si përqindje e sipërfaqes së prerjes tërthore të kolonës;

F = faktori tipit të strukturës, i cili merr vlerat:

- 2 për kolona të fiksuara nga të dyja anët
- 1 për kolonat e fiksuara vetëm nga një anë
- 1.5 për mbistrukturë tra kuti me një kolonë të vetme të fiksuar lart e poshtë
- 1.25 për mbistruktura të ndryshme nga ato me trarë kuti me një kolonë të vetme të fiksuar lart e poshtë

$b_{\max}$ = përmasa më e madhe e kolonës në drejtim tërthor

P_R = pjesë që i hiqet vlerës “Q” sipas tabelës së mëposhtme;

Tab. 2-4 Vlerat e P_R

Faktori	P_R
Koeficienti sizmik, $S_{D1} < 0.5$	3
Pjerrësia $\leq 20^\circ$ (0.35 radian)	2
Mbistrukturë e vazhduar, ballna të integruara ose shtangësi e njëjtë dhe raport gjatësi-gjerësi < 4	1
Armatura e çelikut nën markën 40 (sipas normave Amerikane)	1

Vlerat e CVR më të vogla se 0 ose më të mëdha se 10 duhet të merren përkatësisht 0 dhe 10. Duhet theksuar se formula e paraqitur më lart është empirike, e derivuara dhe kalibruar në bazë të të dhënave të grumbulluara gjatë tërmeteve të San Fernandos dhe Northridge. Ajo ka rezultuar e besueshme për kolonat me lartësi të vogël deri në të mesme, por për kolonat e përkulshme, të larta, duhen kryer studime të mëtejshme për të vlerësuar vulnerabilitetin.

Hapi 4b: Vulnerabiliteti i kolonave për shkak të përkuljes në zonat e xhuntimeve

Në rastet kur xhuntimet e shufrave gjatësore janë bërë në zonat e formimit të çernierave plastike, për kolonat që mbajnë mbistruktura më të gjata se 90m ose për mbistrukturat me fuga zgjerimi:

- për $S_{D1} < 0.4$ CVR=7;
- për $S_{D1} \geq 0.4$ CVR=10;

S_{D1} , siç është përmendur më lart, është koeficienti sizmik sipas normave Amerikane, për të cilin mund të gjendet një ekuivalencë e përshtatshme me Eurokodet duke përfshirë faktorin e truallit S dhe shpejtimin sizmik.

Vlera e CVR nuk ka nevojë të merret më e madhe se 7, përveç rasteve kur mikrozonimit sizmik i zonës tregon që S_{D1} është më e madhe se 0.5.

Hapi 4c: Vulnerabiliteti i kolonës për shkak të mangësive strukturore në themel

Kjo CVR duhet të përdoret për kolonat të cilat mbështeten në themele me pilota që janë të pa armuara për të përballuar ngritjen e themelit ose themel për rastet e themeleve me shtrëngim të dobët të betonit.

Kjo fazë aplikohet vetëm në ato zona ku vlera e S_{D1} është më e madhe ose e barabartë me 0.5.

- Për $0.5 \leq S_{D1} \leq 0.6$ CVR = 5
- Për $S_{D1} \geq 0.6$ CVR = 10

Hapi 4d: Vlerësim i përgjithshëm i shkallës së vulnerabilitetit CVR

Nga të gjitha vlerat e gjetura në hapat 4a, 4b dhe 4c, pranohet vlera më e madhe e CVR të llogaritur.

- *Shkalla e vulnerabilitetit për ballnat, AVR*

Zakonisht, dëmtimet në ballna gjatë rënies së tërmetit nuk shkaktojnë shkatërrimin e plotë të urës, sidomos për tërmetet me intensitet të ulët deri në të moderuar. Kështu, shkalla e vulnerabilitetit të ballnave (AVR) duhet të mbështetet kryesisht në dëmtimet që do të pengonin përkohësisht aksesin në urë.

Një nga problemet kryesore që është vënë re është ulja e dherave në mbushje, që varion shumë në tërmete të ndryshme dhe varet nga lloji i ballnave, përbërja e mbushjes dhe niveli

i ujit nëntokësor. Një ulje shtesë në mbushje mund të ndodhë në qoftë se ballnat dëmtohen nga presione të larta të dheut dhe/ose forcat që vijnë nga mbistruktura.

Disa lloje ballnash si ato të përshkueshme (me hapësirë) apo ballnat pa mure anësore janë më vulnerable ndaj këtij fenomeni se sa llojet e tjera. Shkalla e vulnerabilitetit të ballnave (AVR) do të vlerësohet maksimumi me 5, duke përjashtuar rastet e jashtëzakonshme.

Më poshtë jepet metoda hap pas hapi e përcaktimit të shkallës së vulnerabilitetit të ballnave (AVR), mbështetur në vlerësime inxhinierike dhe në studimin e sjelljes në tërmetet e mëparshëm.

Hapi 1: Në qoftë se ura klasifikohet SPC B, atëherë AVR do të vlerësohet me 0;

Hapi 2: Përcaktohet vulnerabiliteti i strukturës për shkak të uljeve të dherave në mbushje. Ulja e dherave të mbushjes mund të vlerësohet si më poshtë (në rastet me mbushje të ngjeshura normalisht):

- | | |
|-----------------------------------|------------------------------|
| ➤ 1 % e lartësisë së mbushjes kur | $0.24 \leq S_{D1} \leq 0.39$ |
| ➤ 2 % e lartësisë së mbushjes kur | $0.39 \leq S_{D1} \leq 0.49$ |
| ➤ 3 % e lartësisë së mbushjes kur | $S_{D1} > 0.49$. |

Përqindjet e mësipërme duhet të dyfishohen në rast se ura mbulohet nga uji në situata të caktuara. Në rast se uljet vlerësohen si më të mëdha se 150mm, atëherë AVR vlerësohet me 5. Në raste të tjera, AVR vlerësohet me 0.

Hapi 3: Urat e klasifikuara me SPC D vlerësohen me AVR = 5 pavarësisht uljes së vlerësuar të dherave të mbushjes nëse plotësohen të gjithë kushtet e mëposhtme:

- balli është tip konsol;
- shmangia këndore nga drejtimi normal është më të madhe se 40°;
- distanca ndërmjet mbështetjeve mbi ball të urës dhe tabanit të themelit është më e madhe se 3 m.

Në raste të tjera, AVR do të vlerësohet me 0, përveç rastit kur ulja e dherave të mbushjes vlerësohet si më e madhe se 150mm (rast në të cilin AVR = 5).

- *Faktori i Lëngëzimit, LVR*

Ndonëse ka disa lloje të ndryshme të dëmtimeve të dherave që mund të vijnë nga tërmeti e mund të shkaktojnë shkatërrimin e urës, më i rëndësishmi nga këto është lëngëzimi.

Kështu, shkalla e vulnerabilitetit për dherat e themelit do të mbështetet në: (Si në rastin e tërmetit Loma Prieta 1989)

- vlerësime sasiore për mundësinë e lëngëzimit;
- madhësinë e veprimit sizmik;
- vlerësim të ndjeshmërisë së strukturës së urës, shkaktuar nga lëngëzimi i dherave.

Nga tërmetet e mëparshëm është parë që urat me mbistrukturë të vazhduar dhe me ballna të integruar mund t'i rezistojnë zhvendosjeve të mëdha dhe zakonisht nuk e humbasin

gjendjen e shërbimit (me riparime të vogla). Nga ana tjetër, urat me mbistrukturë të thjeshtë dhe/ose nënstrukturë joduktile, zakonisht dëmtohen si rezultat i fenomenit të lëngëzimit.

Më poshtë jepet metoda hap pas hapi e përcaktimit të faktorit të lëngëzimit LVR.

Hapi 1: Përcaktojmë predispozitën e dherave të bazamentit për t'u lëngëzuar

Një predispozitë e madhe ndaj këtij fenomeni lidhet me kushtet e mëposhtme:

- Kur dherat që përbëjnë bazamentin janë kryesisht dherat të palidhur, argjilor dhe lymor;
- Kur dhera të ngjashëm me ato të pikës (a) shtrihen nën mbushjen pas ballnave e që mund të shkaktojnë rrëshqitje të skarpateve;

Predispozitë mesatare për lëngëzim ka në prani të dherave me dendësi mesatare në bazament si p.sh. rërat kompakte. Nga ana tjetër, prania e dherave me dendësi të madhe në bazament përbën predispozitë të ulët për lëngëzim.

Hapi 2: Tabela e mëposhtme përdoret për të përcaktuar mundësinë e dëmtimeve nga lëngëzimi.

Tab. 2-5 Potenciali për dëme të shkaktuara nga lëngëzimi

Predispozita e dherave për lëngëzim	Koeficienti sizmik “S_{D1}”				
	$S_{D1} \leq 0.14$	$0.14 < S_{D1} \leq 0.24$	$0.24 < S_{D1} \leq 0.39$	$0.39 < S_{D1} \leq 0.49$	$S_{D1} > 0.49$
E vogël	E vogël	E vogël	E vogël	E vogël	E vogël
Mesatare	E vogël	E vogël	Mesatare	E madhe	E lartë
E madhe	E vogël	Mesatare	E madhe	E ashpër	E lartë

Për sheshet me $S_{D1} > 0.49$, duhet të përdoret gjykimi inxhinierik për të vlerësuar mundësinë e dëmtimeve më të mëdha në strukturë.

Hapi 3: Në përgjithësi urat që janë të predispozuara të kenë dëmtime shumë të madha nga fenomeni i lëngëzimit do të vlerësohen me LVR 10. Ky faktor mund të zvogëlohet me 5 për urat me një hapësirë dritë dhe kënd më të vogël se 20° .

Hapi 4: Urat që janë të predispozuara të kenë dëmtime të mëdha nga fenomeni i lëngëzimit këshillohet të vlerësohen me LVR 10, i cili mund të reduktohet deri në vlerat 5÷9 për urat me një hapësirë dritë dhe kënd më të vogël se 40° dhe për urat e vazhduara me shumë hapësira drite dhe pjerrësi më të vogël se 20° , me kusht që plotësohet edhe një nga kushtet e mëposhtme:

- Kolona betonarme, monolite me mbistrukturën dhe që kanë një CVR më të vogël se 5 dhe një lartësi më të madhe se 8m;
- Kolona prej çeliku me një lartësi më të madhe se 8m;

- Kolona që nuk janë monolite me mbistrukturën, me kushtin që lëvizjet e mëdha të nënstrukturës nuk rrezikojnë qëndrueshmërinë e gjithë urës.

Hapi 5: Urat që mund të kenë dëmtime mesatare nga fenomeni i lëngëzimit vlerësohen me faktor lëngëzimi LVR 5. Ky faktor mund të bëhet $6 \div 10$ nëse vulnerabiliteti V_1 (i shpjeguar më sipër) është më i madh ose i barabartë me 5.

Hapi 6: Urat me predispozita të vogla për t'u dëmtuar nga fenomeni i lëngëzimit vlerësohen me LVR 0.

b) Rreziku sizmik (E)

Për qëllime të vlerësimit paraprak të urave, rreziku sizmik përfshin si sizmicitetin e zonës ashtu edhe kushtet gjeoteknike të saj. Koeficienti sizmik S_{D1} (i barabartë me $F_V S_1$) përdoret për këtë qëllim, e siç u tregua edhe më parë, ai përfaqëson shpejtimin spektral për $T=1s$ të modifikuar për të marrë parasysh kushtet gjeoteknike për këtë periudë. Ky koeficient vihet më tej në shkallën 1 deri 10 në mënyrë që të ketë peshë të të njëjtit rend me vulnerabilitetin strukturor:

$$E=10S_{D1} \leq 10.0$$

Ek - 2-5

Në vendet ku parametrat e dherave nuk njihen mjaftueshëm sa për të bërë vlerësime të besueshme, ose në rastet kur profili gjeoteknik përmban dhera të cilat nuk klasifikohen në kodet e projektimit, koeficienti F_V (i kushteve në terren) duhet të bazohet në gjykim inxhinierik.

2.5 Literatura

- [1] Federal Highway Administration (FHWA) "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges" Januaty 2006
- [2] Priestley, M. J. N, Seible F, Calvi G. M. - "Seismic design and retrofit of bridges" John Wiley & Sons 1996
- [3] Buckle I., Friedland I., Mander J., Martin G., Nutt R., Power M, (U.S Department of Transportation- Federal Highway Administration) - "Seismic Retrifitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges", 2006
- [4] Pinto P.E., Franchin P., Lupoi A. - "Valutazione e Consolidamento Sismico dei Ponti Esistenti" IUSS Press, 2009
- [5] CEN (Comité Européen de Normalisation) Draft SSH EN 1998-1: Projektimi i strukturave për rezistencë ndaj tërmetit – Pjesa 1: rregulla të përgjithshme, veprimet sizmike dhe rregulla për ndërtesat, 2004;
Draft SSH EN 1998-2: Urat, 2005;
Variant shqip, projekti i Bankës Botërore "Rishikimi dhe përmirësimi i kodeve të ndërtimit në Shqipëri" – Komponenti III "Përballimi dhe zbutja e riskut nga fatkeqësitë", përgatitur nga UTS-01, 2012;

- [6] CEN (Comité Européen de Normalisation) EN 1998-3: Vlerësimi dhe riaftësimi i ndërtesave, 2005;

3 Kapitulli III - Vlerësimi i detajuar i urave ekzistuese

3.1 Siguria dhe performanca e pritshme

3.1.1 Jetëgjatësia projektuese dhe veprimi sizmik karakteristik

Mbështetur në filozofinë e projektimit të Euronormave, veçanërisht për rastin tonë Eurokodi 8 (EK-8), lidhur me rezistencën sizmike të urave, është e rëndësishme të thuhet se ato duhet të plotësojnë kërkesat për ruajtjen e transportit në rast emergjence, me një shkallë besueshmërie të nevojshme në funksion të rëndësisë së saj, pas ngjarjes apo veprimit të projektimit sizmik.

Siguria (shkalla e mbrojtjes) përcaktohet për një gjendje kufitare të pritshme, nga një tërmet, me mundësi ndodhjeje me probabilitet reference kapërcimi të tij, P_{NCR} , në 50 vjet ose me një periudhë përsëritje reference, T_{NCR} përgjatë jetëgjatësisë referuese të veprës⁶.

Sipas Euronormave, në llogaritjen e veprimit sizmik merret në konsideratë edhe faktori i rëndësisë së urës γ_I , vlerat e të cilit jepen në Tab. 3-2.

EN 1990 (Eurokodi – Bazat e projektimit strukturor), paraqet në tabelën 2.1 të tij jetëgjatësinë projektuese të rekomanduar për tipe të ndryshme veprash ndërtimi. Sipas kësaj table, urat bëjnë pjesë në kategorinë 5 të jetëgjatësisë së projektimit.

Tab. 3-1 Vlera treguese për jetëgjatësinë e veprave (Sipas EN 1990 Tab. 2.1)

Kategoria e jetëgjatësisë së projektimit	Vlerat treguese të jetëgjatësisë (vite T_L)	Shembuj
1	10	Struktura dhe ndërtime të përkohshme ⁽¹⁾
2	10 to 25	Pjesë të zëvendësueshme strukturore, p.sh. Trarë, vinç-urë, çerniera etj.
3	15 to 30	Ndërtesa bujqësore apo të ngjashme me to.
4	50	Strukturat e ndërtimit dhe struktura të tjera të përbashkëta
5	100	Ndërtesa dhe struktura monumentale, ura, dhe ndërtesa të tjera të veçanta (speciale).
⁽¹⁾ Strukturat ose pjesët e strukturave që mund të çmontohen me qëllim ri-përdorimit e tyre nuk duhet të konsiderohen si të përkohshme.		

Shpejtimi maksimal referencë i truallit, i korrespondon periudhës referencë të rikthimit T_{NCR} të veprimit sizmik referuar kërkesës së mosshembjes (ose, në mënyrë ekuivalente, probabilitetit referencë të kalimit në 50 vjet, P_{NCR}). Kjo periudhë referencë e rikthimit është e lidhur me një faktor rëndësie γ_I të barabartë me 1,0. Për periudhat e tjera të

⁶ Sipas EK-8, pjesa e parë, vlerat për P_{NCR} dhe T_{NCR} janë: $P_{NCR}=10\%$ dhe $T_{NCR}=475$ vjet.

rikthimit, të ndryshme nga ajo e referencës, shpejtimi projektues në truall të tipit A, a_g , është i barabartë me produktin e a_{gR} me faktorin e rëndësisë γ_I ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$).

Vlera e probabilitetit të kapërcimit, P_R në T_L vjet për një nivel të caktuar të veprimit sizmik lidhet me periodën mesatare të përsëritjes, T_R , të këtij niveli të veprimit sizmik me anë të marrëdhënies:

$$T_R = -T_L / \ln(1 - P_R) \quad Ek - 3-1$$

Kështu, për një T_L të dhënë, veprimi sizmik mund të specifikohet në mënyrë ekuivalente ose me anë të periodës së tij mesatare të përsëritjes, T_R , ose me anë të probabilitetit të kapërcimit, P_R në T_L vjet.

3.1.2 Gjendjet e fundme kufitare (Ultimate Limit State – ULS)

Përgjithësisht për strukturat ekzistuese pranohet të bëhet kontrolli për gjendjet kufitare të fundme (GjKF) dhe ato të shërbyeshmërisë (GjKS). Gjendjet e fundit kufitare mund të kenë nëndarjet e mëposhtme:

- *Gjendjet kufitare të fundit (GjKF);*

janë ato që lidhen me shembjen ose forma të tjera të shkatërrimit strukturor, të cilat mund të rrezikojnë sigurinë e popullatës;

Kjo përbën edhe një nga kërkesat themelore të shprehura në Eurokodin 8, që është “kërkesa e mos-shembjes”.

- *Gjendjet kufitare të sigurisë së jetës GjKJ*

Pas tërmetit ndërtesa pëson thyerje dhe dëmtime të elementeve jo-strukturorë dhe impianteve e instalimeve të ndryshme, si dhe dëme të mëdha në elementët strukturor të cilat janë të lidhur drejtpërdrejt me humbje të mëdha të ngurtësisë kundrejt veprimeve horizontale, ndërtesa ruan një pjesë të rezistencës dhe ngurtësisë për veprimet vertikale dhe një kufi sigurie kundër rënies për shkak të veprimeve horizontale sizmike”.

- *Gjendjet kufitare të sigurisë së strukturës nga shkatërrimi GjKSh*

“Pas tërmetit, ndërtesa pëson dëmtime të rënda, dëmtime të elementeve jo-strukturore dhe impianteve, si dhe dëme të rënda të elementeve strukturore, ndërtesa ende ka një rezervë sigurie për veprimet vertikale dhe më pak për ato horizontale”.

3.1.3 Gjendja kufitare e shërbyeshmërisë (Serviceability Limit State - SLS)

Për një urë të projektuar në përputhje me Euronormat, një veprim sizmik me një probabilitet të lartë të ndodhjes mund të shkaktojë vetëm dëmtime të vogla në elementët dytësorë ose në pjesë të caktuara të urës me qëllim për të kontribuar në shpërndarjen (disipimin) e energjisë. Pjesët e tjera të urës mbeten të padëmtuara në gjendjen kufitare të shërbyeshmërisë. Pikërisht, përshkrimi i mësipërm përbën një nga kërkesat themelore të shprehura në Eurokodin 8, që është “kërkesa e minimizimit të dëmtimeve”. Veç kësaj, në GjKS mund të merren në konsideratë faktorë të tillë si deformimet, hapja e të plasurave, vibrimet e faktorë të tjerë që mund të kufizojnë ose pengojnë përdorimin normal të urës.

3.1.4 Faktori i rëndësisë

Besueshmëritë e synuara si objektivi kryesor për "Kërkesën e mos-shembjes" dhe për "Kërkesën e kufizimit të dëmtimeve" përcaktohen, për tipe të ndryshme ndërtesash ose veprash inxhinierike, mbi bazën e rrjedhimeve (pasojave) që sjell shkatërrimi i tyre.

Diferencimi i besueshmërisë realizohet duke i klasifikuar strukturat në klasa të ndryshme rëndësie. Për çdo klasë rëndësie caktohet një faktor rëndësie γ_I . Në çdo rast të mundshëm, do të duhej që ky faktor të rezultojë i tillë që t'i korrespondojë një vlerë më të lartë ose më të ulët të periodës të veprimit sizmik (kemi parasysh periodën e përsëritjes e referencës T_R), si një mënyrë e përshtatshme për projektimin e kategorive të veçanta të strukturave ndërtimore.

Veprimi sizmik karakteristik (i korrespondon faktorit të rëndësisë $\gamma_I = 1,0$) zakonisht pasqyron një ngjarje sizmike me një periudhë reference rikthimi rreth 475 vjet. Një ngjarje e tillë ka probabilitet të tejkalimit që varion midis 0,10 dhe 0,19 për një jetë jetëgjatësi projektimi respektivisht midis 50 dhe 100 vjet. Ky nivel i veprimit të projektimit është i aplikueshëm për shumicën e urave, të cilat konsiderohen të jenë me rëndësi mesatare.

Nivelet e ndryshme të besueshmërisë përftohen nëpërmjet shumëzimit me këtë faktor rëndësie të veprimit sizmik të referencës, ose – kur përdoren analiza lineare – të efekteve korresponduese të veprimit sizmik.

Për shumicën e trojeve të ndërtimit mund të konsiderohet se ritmi vjetor i kapërcimit, $H(a_{gR})$, i shpejtimit pik (maksimal) të referencës të truallit a_{gR} mund të konsiderohet se, kundrejt vlerës a_{gR} , varion sipas ligjit: $H(a_{gR}) \approx k_0 a_{gR}^{-k}$, ku eksponenti k varet nga sizmiciteti, duke qenë, ndërkaq, i rendit të numrit 3. Kështu, nëse veprimi sizmik jepet me anë të shpejtimit pik (maksimal) të referencës të truallit a_{gR} , vlera e faktorit të rëndësisë γ_I – duhet të jetë e tillë që, duke u shumëzuar me veprimin sizmik të referencës të arrihet po ai probabilitet kapërcimi në T_L vjet i periudhës kohore referuese T_{LR} vjet të cilës i referohet veprimi sizmik i referencës pra mund të llogaritet me anë të shprehjes $\gamma_I \approx (T_{LR}/T_L)^{-1/k}$.

Në një mënyrë tjetër, vlera e faktorit të rëndësisë γ_I që nevojitet për të shumëzuar veprimin sizmik të referencës në mënyrë që të arrihet një probabilitet kapërcimi të veprimit sizmik, P_L , në T_L vjet, të ndryshëm nga probabiliteti i kapërcimit i referencës P_{LR} , duke iu referuar të njëjtës periudhë kohore prej T_L vjet, mund të vlerësohet nga shprehja: $\gamma_I \approx (P_L/P_{LR})^{-1/k}$.

Vlerat e faktorit të rëndësisë jepen në normat kombëtare. Vlerat e rekomanduara të tyre sipas EK-8 pjesa e dytë janë si më poshtë:

Tab. 3-2 Faktori i rëndësisë

Klasa e rëndësisë së Urës	Faktori i rëndësisë γ_I
Mbi mesatare	1.3
Mesatare	1.0
Nën mesatare	0.85

Në përgjithësi urat e autostradave dhe të rrugëve kombëtare, po ashtu edhe urat hekurudhore konsiderohen të jenë të Klasës së rëndësisë “mesatare”. Ura të klasës së rëndësisë “mbi mesatare” janë ato të cilat kërkohet që të mos ndërpritet trafiku dhe që të shërbejnë edhe pas ndodhjes së ngjarjes sizmike, urat shkatërrimi i të cilave shoqërohet me një numër të madh fatalitetesh të mundshme, janë urat për të cilat kërkohet një jetëgjatësi projektimi më e madhe se ato normale.

Së fundi urat e Klasës së rëndësisë “nën mesatare”, janë të tilla që:

- ura nuk është kritike për transportin, dhe
- pranimi i probabilitetit i kalimit të ngjarjes sizmike, ose i jetëgjatësisë së projektimit nuk është ekonomikisht i justifikueshëm.

3.2 Veprimi Sizmik

Në norma, veprimi sizmik për kontrollin dhe projektimin e strukturave përcaktohet duke filluar nga “Tërmeti bazë më i rrezikshëm” i vendit ku do të ndërtohet, ose shprehur ndryshe lëvizja sizmike në një pikë të dhënë të sipërfaqes ku do të ndërtohet, që jepet nëpërmjet spektrit të reagimit elastik të shpejtimit të truallit, ose thjesht “spektri i reagimit elastik”. Veprimi sizmik horizontal përbëhet nga dy komponente ortogonale, të konsideruara si të pavarura dhe që jepen nëpërmjet të njëjtit spektër reagimi.

Në praktikë forma spektrale përcaktohet nisur nga fakti që asnjë nga parametrat lokal të mos kaloj probabilitetin e kapërcimit, P_R për periodën mesatare të përsëritjes, T_R , (parametrat lokal fillimisht i marrim për truall të fort, shkëmbor dhe me sipërfaqe horizontale nga pikëpamja topografike), si më poshtë:

- a_g shpejtimi projektues i truallit në tipin A të trojeve ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);
- S faktori i truallit, Tab. 3-5, Tab. 3-6;
- T_B, T_C kufijtë e degës me shpejtim spektral konstant Tab. 3-5 dhe Tab. 3-6;
- T_D vlera që përcakton fillimin e rendit të reagimit me zhvendosje konstante në spektër Tab. 3-5, Tab. 3-6;

Sipas normave veprimi sizmik përcaktohet me ndihmën e tre komponenteve, dy horizontal X e Y dhe një vertikal Z,

- *Spektri i reagimit elastik të nxitimit (EN 1998-1 :2004, paragrafi 3.2.2)*
- *Spektri i reagimit elastik të zhvendosjeve (EN 1998-1 :2004, paragrafi 3.2.2.4)*
- *Paraqitjet alternative të veprimit sizmik, Paraqitja si funksion kohor (“time history”) (EN 1998-1 :2004, paragrafi 3.2.3).*

3.2.1 Spektri i reagimit elastik të nxitimit

Për të marrë parasysh ndikimin e kushteve lokale të truallit në madhësinë e veprimit sizmik, përdoren 7 “tipat e truallit”, të përshkruar nëpërmjet profileve stratigrafike dhe parametrave të dhënë në Tab 3-3 (EN 1998-1:2003), dhe katër kushteve topografike të pasqyruara në Tab 3-4 (ku $v_{s,30} = 30 / \sum_{i=1,N} h_i / v_i$, N_{SPT} dhe C_u , paraqesin respektivisht,

shpejtësinë mesatare të valëve të prerjes (tërthore) në m/sek në thellësi 30 m nga

sipërfaqja, numri i goditjeve në provën standarde (Standard Penetration Test) dhe kohezioni në kushte pa drenim në kPa). Për dy kategoritë e fundit S1 e S2 kërkohet të kryhet një analizë specifike, e veçantë, për të përcaktuar veprimin sizmik.

Tab 3-3 Tipet e truallit

Tipi i truallit	Përshkrimi i profilin stratigrafik	Parametrat		
		$v_{s,30}(m/s)$	N_{SPT} (goditje/30cm)	c_u (kPa)
A	Shkëmb ose formacion tjetër gjeologjik i ngjashëm me shkëmbin, duke përfshirë të shumtën 5m material të dobët në sipërfaqe	> 800	—	—
B	Depozita me rërë shumë të ngjeshur, zhavorr ose argjilë shumë të ngurtë, të paktën me disa dhjetëra metra trashësi, të karakterizuar nga një rritje graduale e karakteristikave mekanike, me rritjen e thellësisë	360–800	>50	>250
C	Depozitime të thella me rërë të ngjeshur, ose gjysmë të ngjeshur, zhavorr ose argjile të ngurtë, me trashësi nga disa dhjetëra në disa qindra metra	180–360	15–50	70–250
D	Depozitime tokash të palidhura deri gjysmë të pa-lidhura (me ose pa disa shtresa të buta lidhëse kohezive), ose depozitime tokash që në masën mbizotëruese janë të buta (të dobëta) deri në të forta, të lidhura	< 180	<15	<70
E	Një profil toke (trualli) që ka një shtresë sipërfaqësore aluvionesh me vlera vs të tipit C dhe D dhe trashësi që ndryshon midis rreth 5m dhe 20m, e vendosur mbi një material të ngurtë mbështetës me vs > 800 m/sek			
S1	Depozitime që kanë ose përmbajnë një shtresë prej të paktën 10m trashësi-argjila/lymra të buta me tregues (indeks) të lartë plasticiteti (PI > 40) dhe nivel të lartë ujërash nëntokësore	< 100 (tregues, përcaktues që duhet respektuar)	—	10–20
S2	Depozitime tokash (trojesh) të			

	lëngëzueshme, prej argjilash të ndjeshme (të dobëta) ose me çdo profil tjetër tokë (trualli) që nuk përfshihet në tipet A-E ose S1			
--	--	--	--	--

Meqenëse në këtë temë shpesh herë do i referohemi “Manualit të riaftësimit sizmik të strukturave të rrugëve automobilistike”, është e nevojshme të jepet edhe korrespondenca midis tipeve të trojeve të përcaktuara në normat amerikane (AASHTO) dhe Eurokodeve. Kjo korrespondencë jepet në Fig. 3-1.

Klasifikimi i trojeve	
AASHTO	EN
A	A
B	B
C	C
D	D
E	E
F	S ₁
	S ₂

Fig. 3-1 Tipet e trojeve sipas AASHTO dhe EN

Në vijim jepen edhe faktorët e amplifikimit topografik të veprimit sizmik.

Tab 3-4 Faktorët e amplifikimit topografik Aneksi A në EN 1998-5:2004

Kat.	Sipërfaqja topografike e terrenit		S _T
a	Për sipërfaqe me pjerrësi $i < 15^\circ$		1.0
b	Për sipërfaqe me pjerrësi $i > 15^\circ$	Skarpatet dhe shpatet e izoluar	1.2
c	Kurrizet dhe kreshtat me lartësi mjaft më të vogël se gjerësia në bazë dhe me $15^\circ < i < 30^\circ$	Për zonën pranë majës së sipërfaqes së pjerrët	1.2
d	Kurrizet dhe kreshtat me lartësi mjaft më të vogël se gjerësia në bazë dhe me $30^\circ < i$	Për zonën pranë majës së sipërfaqes së pjerrët	1.4

Shënim 1: Për rastin e shtresave të palidhura, vlera më e vogël e S_T dhënë më sipër duhet të rritet me 20%;

Shënim 2: Ndryshimi në hapësirë i faktorit të amplifikimit. Vlera e S_T mund të supozohet duke u zvogëluar në mënyrë lineare me raportin e lartësisë dhe gjerësisë në bazë të shkrepit ose kreshtës duke marrë si vlerë fillestare atë të bazës.

Forma e spektrit të reagimit elastik jepet e njëjtë për të dy nivelet e veprimit sizmik, që u referohet përkatësisht gjendjeve për kërkesën e mos-shembjes (gjendja e fundit kufitare – veprimi sizmik projektues) dhe për kërkesën e kufizimit të dëmtimeve.

Për rastin e urave (të trajtuara në Pjesët EN 1998-2, të Eurokodit 8) mund të kërkohet aplikimi i ndryshueshmërisë në kohë dhe në hapësirë i lëvizjes së truallit.

Për komponentet horizontale të lëvizjes sizmike, spektri i reagimit elastik $S_e(T)$ jepet në figurën e mëposhtme e cila është nxjerrë nga shprehjet sipas formulave të EN 1998-1:2003, 3.1 deri 3.4.

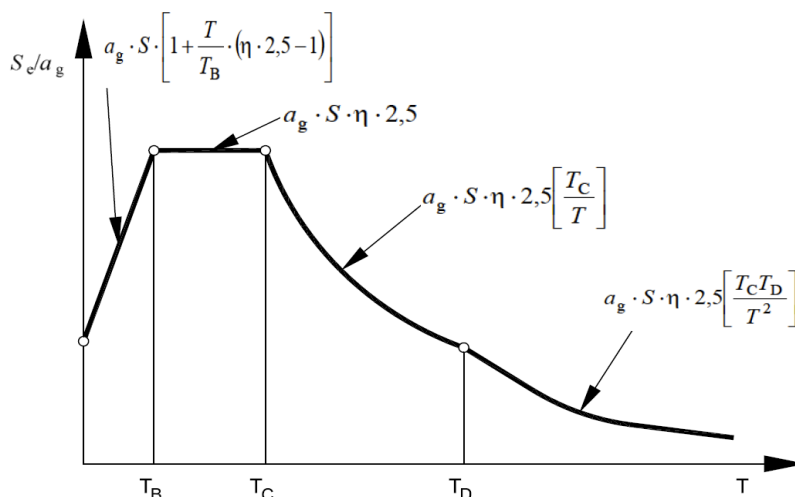


Fig. 3-2 Forma e spektrit të reagimit elastik Sipas EN 1998-1: 2004

ku:

$S_e(T)$ spektri i reagimit elastik;

T perioda e lëkundjeve e sistemit linear me një shkallë lirie;

a_g shpejtimi projektues i truallit në tipin A të trojeve ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);

η faktori korrigjues i shuarjes, me vlerë reference $\eta=1$ për 5% shuarje viskoze. Vlera e këtij faktori mund të përcaktohet nga shprehja:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0.55 \quad \text{Ek - 3-2}$$

Sipas EN 1998-1 kemi në përdorimin dy tipe spektrash: Tipi 1 dhe Tipi 2. Nëse tërmetet që kontribuojnë më shumë në rrezikun sizmik të vlerësuar për sheshin e ndërtimit me qëllim vlerësimin probabilitar të rrezikut kanë një magnitudë të valëve sipërfaqësore, M_s , jo më të madhe se 5,5, atëherë rekomandohet të adoptohet Spektri i Tipit 2. Për të pesë tipet e trojeve A, B, C, D dhe E për Spektrin e Tipit 1 vlerat e rekomanduara për parametrat S , T_B , T_C dhe T_D jepen në Tab. 3-5, kurse për Spektrin e Tipit 2 në Tab. 3-6.

Tab. 3-5 Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrin e rekomanduar të reagimit elastik të Tipit 1 (sipas EN 1998-1:2004)

Tipi i truallit	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0

C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tab. 3-6 Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrin e rekomanduar të reagimit elastik të Tipit 2 (sipas EN 1998-1:2004)

Tipi i truallit	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Për sa i përket komponentit vertikal të veprimit sizmik, ai përfaqësohet nëpërmjet një spektri të reagimit elastik, $S_{ve}(T)$, që merret duke përdorur shprehjet (3.8)-(3.11) të Eurokodit 8, Pjesa 1. Veç kësaj, vlerat T_B , T_C dhe T_D merren si më poshtë:

Tab. 3-7 Vlerat e rekomanduara të parametrave që përshkruajnë spektrat vertikale të reagimit elastik

Tipi i spektrit	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
1	0,90	0,05	0,15	1,0
2	0,45	0,05	0,15	1,0

Në Tab. 3-7 jepet gjithashtu edhe vlera e shpejtimit vertikal projektues për të dy tipet e spektrave, në varësi të shpejtimit horizontal projektues.

3.2.2 Spektri i reagimit elastik të zhvendosjeve

Përcaktimi i spektrit të reagimit elastik të zhvendosjeve, për komponenten horizontale të veprimit sizmik si funksion i periodës jepet në figurën e mëposhtme (sipas EN 1998-1:2004).

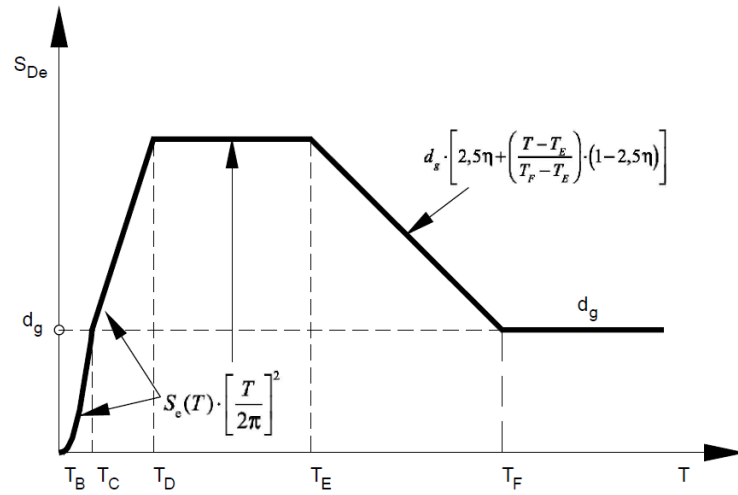


Fig. 3-3 Spektri elastik i reagimit të zhvendosjeve

Deri në periodën T_E të kontrollit, ordinatat spektrale merren nga shprehjet e dhëna në Fig.

3-2 duke konvertuar madhësinë $S_e(T)$ në $S_{De}(T)$ nëpërmjet shprehjes $S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2$.

Për perioda lëkundjesh përtej vlerës T_E ordinata e spektrit elastik të reagimit të zhvendosjeve merren nga shprehjet:

$$T_E \leq T \leq T_F \quad S_{De}(T) = 0,025 a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[2,5\eta + \left(\frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) \cdot (1 - 2,5\eta) \right] \quad Ek - 3-3$$

$$T \geq T_F \quad S_{De}(T) = d_g$$

Ek - 3-4

ku:

S, T_C, T_D janë dhënë në Tab. 3-5 dhe Tab. 3-6;

η jepet nga shprehja në Ek - 3-2 dhe d_g jepet nga shprehja $d_g = 0,025 a_g S T_C T_D$

Periodat e kontrollit T_E dhe T_F paraqiten në Tabelën A.1. (sipas EN 1998-1:2004, Aneksi A).

3.2.3 Zhvendosja maksimale absolute dhe relative e truallit

Vlera d_g e zhvendosjes maksimale absolute të truallit mund të vlerësohet nëpërmjet shprehjes vijuese:

$$d_g = 0,025 a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad Ek - 3-5$$

ku a_g, S, T_C dhe T_D përcaktohen sipas pikës 3.2.1.

Spostimi relativ ndërmjet dy pikave i dhe j shprehet me formulën:

$$d_{ij}(x) = d_{ij,0} + (d_{ij,max} - d_{ij,0}) \cdot \left[1 - e^{-1.25 \left(\frac{x}{v_s} \right)^{0.7}} \right] \quad Ek - 3-6$$

$$d_{ij,0} = 1.25 |d_{g,i} - d_{g,j}|$$

Ek - 3-7

$$d_{ij,max} = 1.25 \sqrt{d_{g,i}^2 - d_{g,j}^2} \quad Ek - 3-8$$

ku $d_{ij,0}$ dhe $d_{ij,max}$ janë spostimet relative të pikave në distancë të vogël ($x < 20m$) dhe të madhe, maksimale, me hipotezën e pavarësisë së plotë të lëvizjes së tyre në i dhe j .

Spostimet d_{gi} dhe d_{gj} llogariten me ekuacionin Ek - 3-5 në përputhje me karakteristikat lokale të truallit.

3.2.4 Paraqitja e veprimit sizmik si funksion kohor (“time history”)

Siç dihet vlerësimi i sigurisë sizmike bëhet nëpërmjet analizës dinamike, ku veprimi sizmik shprehet nëpërmjet funksioneve kohore të lëvizjes së truallit e cila gjithashtu mund të paraqitet edhe nëpërmjet funksioneve kohore të shpejtimit të truallit (“ground acceleration time-histories”) si dhe të madhësive me të cilat lidhet ai (shpejtësia dhe zhvendosja).

Për rastet kur është e nevojshme përdorimi i një modeli hapësinor, lëvizja sizmike duhet të prezantohet në tre akselerograma me veprim të njëkohshëm që veprojnë sipas tre drejtimeve kryesore.

Në varësi të natyrës së aplikimit dhe të informacionit të mundshëm për t’u shfrytëzuar realisht, përshkrimi i lëvizjes sizmike mund të bëhet duke përdorur akselerograma artificiale dhe akselerograma të regjistruara ose të simuluar.

3.2.4.1 Kushtet e përputhshmërisë të spektrit elastik të shpejtimit

Akselerogramat artificiale, të simuluar ose natyrore (të regjistruara) duhet të gjenerohen në mënyrë të tillë që t’u përshtaten spektrave elastike të reagimit, të dhënë në paragrafin 3.2.1, për 5% shuarje elastike ($\xi = 5\%$).

Ordinata spektrale mesatare nuk duhet të ketë shmangie më të madhe se 10% e ordinatës së spektrit të reagimit elastik, në asnjë pikë të intervalit të periodës $0.15s \div 2.0s$ dhe $0.15s \div 2.T$, në të cilën T është perioda kryesore e lëkundjeve të strukturës në fazën elastike. Për rastin e urave me izolator sizmik, kufiri i sipërm i intervalit të përputhshmërisë merret $1.2T$ is, ku T is është perioda ekuivalente e strukturës me izolator, vlerësuar nga deformimet e sistemit të izoluar, për gjendjen kufitare në shqyrtim.

3.2.4.2 Akselerogramat artificiale

Numri i akselerogramave artificiale, për analizën hapësinore, grupet e akselerogramave artificiale, duhet të jetë të paktën 5, me përjashtim të rasteve të specifikuar në paragrafin 3.2.5. Në grupet e çdo akselerograme komponent mund të gjenerohen të pavarur me të njëjtat kritere (kompatibilitetit, qëndrueshmërisë, etj.).

Zgjatshmëria në kohë e akselerogramave artificiale duhet të jetë konsistente (e përputhshme) me magnitudën dhe karakteristika të tjera të rëndësishme të ngjarjes sizmike dhe që përcaktojnë intensitetin sizmik, në kuptimin e spektrit të reagimit (ose parametrat a_g dhe T_C^*). Kur të dhënat e veçanta për sheshin e ndërtimit nuk janë të përshtatshme (të besueshme), zgjatshmëria minimale T_s e pjesës stacionare të akselerogramës do të duhej të merret e barabartë me 10 sek. Pjesa stacionare duhet të paraprihet dhe pasohet nga shtrirjet me amplitudë në rritje dhe në rënie nga zero në zero

3.2.4.3 Akselerograma natyrale të regjistruara

Numri i akselerogramave natyrale të regjistruara, për analizën hapësinore duhet të jetë të paktën 10.

Përdorimi i akselerogramave natyrale të regjistruara është i pranueshëm për kushtet e mëposhtme:

- kampionet e akselerogramave të përdorura të jenë mjaft cilësore, duke iu referuar karakteristikave sizmogjene të burimeve dhe kushteve të trojeve që i përgjigjen sheshit të ndërtimit,
- vlerat e tyre të jenë të përshtatura në shkallë në përputhje me vlerën a_g për zonën që shqyrtohet.

Regjistrimi natyral i lëkundjeve sizmike mund të gjendet për shembull në njërin prej dy bazave të dhënave:

- *European Strong Motion Data Base (ESD)*, shtypur në “The Imperial College of Londra” http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm
- *Strollg Motioll Catalogue*, shtypur në “Pacific Earthquake Engineering Research Center” <http://peer.berkeley.edu/smcat/>

- Programi REXEL

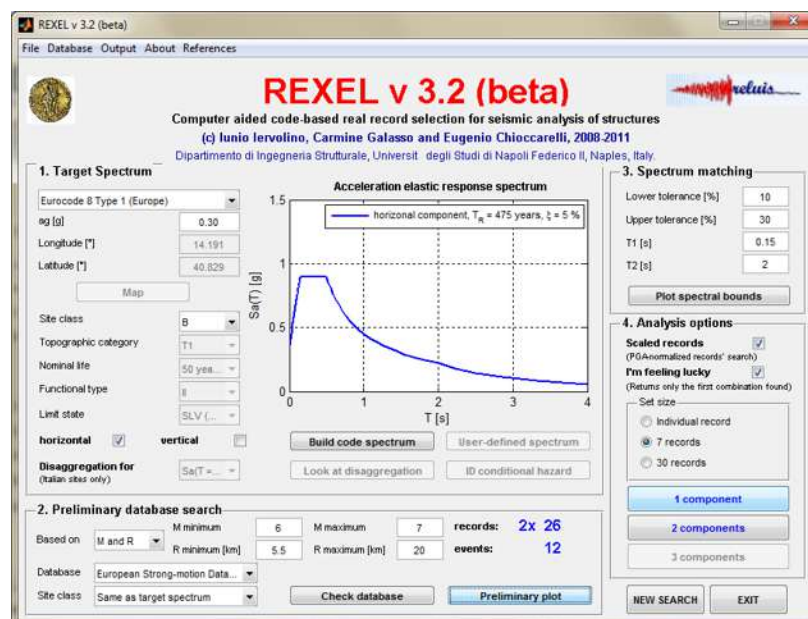


Fig. 3-4 Paraqitja e futjes së të dhënave në programin REXEL

Ky program lehtëson zgjedhjen e regjistrimeve në përputhje me spektrin (nga koordinatat gjeografike, jetëgjatësinë e projektimit, gjendjen kufitare, llojin e tokës, etj.) dhe gjithashtu lejon të specifikojmë gamën e ndryshueshmërisë, madhësinë dhe distancën në të cilën kërkohen të dhënat. Figura e mëposhtme tregon një për zgjedhje duke përdorur programin REXEL.

3.2.4.4 Akselerogramat e simuluar

Përdorimi i akselerogramave të regjistruara – ose i akselerogramave të gjeneruara nëpërmjet një simulimi fizik të burimit dhe të mekanizmave të mjedisve të transmetimit të valëve sizmike – me kusht që:

- a) kampionet e akselerogramave të përdorura të jenë mjaft cilësore, duke iu referuar karakteristikave sizmogjene të burimeve dhe kushteve të trojeve që i përgjigjen sheshit të ndërtimit
- b) vlerat e tyre të jenë të përshtatura në shkallë në përputhje me vlerën $ag \cdot S$ për zonën që shqyrtohet.

Numri i akselerogramave të simuluar, për analizën hapësinore duhet të jetë të paktën 10.

3.2.5 Ndryshimi hapësinor i veprimit sizmik

Në pikat e kontaktit të urës me tokën (themelet me pilota apo dhe të veçuar), lëvizja sizmike në përgjithësi është e ndryshme, për shkak të natyrës të saj të brendshme, dhe ambientit jo homogjen ku ajo vepron.

Efektet e ndryshueshmërisë hapësinore të lëvizjes sizmike duhet të merren në konsideratë kur kemi ndryshimin e karakteristikave të tokës, përgjatë urës, në atë masë sa që nuk është e mundur që ato të lidhen me një kategori të vetme të tokës (sipas Tab 3-3) në pikat e kontaktit me tokën.

Efektet në strukturën të ndryshueshmërisë hapësinore të lëkundjeve sizmike mund të vlerësohen duke përdorur modele përfaqësuese të saktë të analizë së ndryshueshmërisë hapësinore të lëkundjeve sizmike, për gjenerimin e histogramave të ndryshme sizmike në të gjitha pikat e kontaktit të veprës me tokën.

Nga ana tjetër, një rregull i pranueshëm dhe i kujdesshëm për të marrë parasysh ndryshueshmërinë hapësinore të lëkundjeve sizmike është kryerja e analizës dinamike të strukturës me akselerograma të veçanta në çdo pilë, secili në përputhje me spektrin e reagimit korrespondues (duke neglizhuar lidhjet hapësinore në mes të lëvizjeve të mbështetjeve).

3.2.6 Marrja parasysh e komponentes vertikale të veprimit sizmik

Efkti i komponentes vertikale të lëkundjeve sizmike në pila në përgjithësi është i pa rëndësishëm. Ai merret në konsideratë në kontrollin e çernierave (aparateve të mbështetjeve) si edhe të mbistrukturës së paranderur.

3.2.7 Kombinimi i përbërësve sizmikë ortogonalë

Për rastin kur analiza e reagimit dinamik kryhet për fazën lineare, atëherë madhësia e reagimit dinamik llogaritet, për secilin drejtim të pavarur dhe efekti i veprimit tyre kombinohet sipas njërës prej rregullave të mëposhtme:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (\text{Sipas EN 1998-2:2003, 4.11}) \quad \text{Ek - 3-9}$$

Përndryshe është e mjaftueshme për të përdorur si madhësi të veprimit sizmik të projektimit A_{Ed} një prej tre kombinimeve të mëposhtme, d.m.th: (Sipas EN 1998-2:2003, 4.12),

$$A_{Ed} = \max \begin{cases} A_{Ex} + 0,30A_{Ey} + 0,30A_{Ez} \\ 0,30A_{Ex} + A_{Ey} + 0,30A_{Ez} \\ 0,30A_{Ex} + 0,30A_{Ey} + A_{Ez} \end{cases} \quad \text{Ek - 3-10}$$

ku:

me “+” duhet nënkuptuar “të kombinohet me”;

A_{Ex} , A_{Ey} , dhe A_{Ez} janë veprimet sizmike sipas tre drejtimeve respektive X, Y dhe Z. A_{Ez} efektet e veprimit për shkak të aplikimit të komponentes vertikale të veprimit sizmik projektues, të përcaktuar në përputhje me pikën 4.1.7 të EN 1998-2:2003.

Për rastin kur analiza kryhet në fazën jo lineare, me hapa interaksioni, të dy komponentet e drejtimit horizontal (si edhe ai vertikal kur është i aplikueshëm) duhet të aplikohen në strukturë në mënyrë simuluese.

3.2.8 Kombinimi i veprimit sizmik me veprimet e tjera

Vlera e projektimit e veprimeve sizmike E_d , në situatat e projektimit sizmik del nga formula e formatit të përgjithshëm:

$$E_d = E \{G_{k,j}; P; \psi_{1,infq} \cdot Q_{k,1}; \psi_{1,i} \cdot Q_{ki}\} \text{ për } j \geq 1; i \geq 1 \text{ sipas EN 1990:2003, (A2.1a).}$$

Kombinimi i veprimeve në kllapat { } mund të shprehet si:

$$G_k + P_k + A_{Ed} + \psi_{21} Q_{1k} + Q_2 \text{ sipas EN 1998-2:2003, 5.4}$$

ku “+” nënkupton «të kombinohet me»;

G_k Veprimet e përherëshme me vlerat e tyre karakteristike,

P_k vlera karakteristike e veprimit nga paranderja, pas të gjitha humbjeve;

A_{Ed} është kombinimi më i pafavorshëm i komponenteve të veprimit sizmik l idhur me paragrafin 4.2.1.4 (EN 1998-2:2003)

ψ_{21} koeficienti i kombinimit për ngarkesat e trafikut sipas paragrafin 4.2.1 (3) EN 1998-2:2003

Q_2 vlera pothuaj e përhershme (“quasi permanent”) e veprimeve me veprim të gjatë (p.sh. presioni i dheut, presioni hidrostatik, rryma e ujit etj.)

Efektet e veprimit sizmik nuk duhet të kombinohen me efektet e veprimit të temperaturës, tkurrjes, çedimit të mbështetjeve, lëvizjet mbetëse të truallit për shkak të thyerjeve sizmike, etj.

Përveç rastit të urave për të cilat veprimi sizmik përballohet nga aparatet mbajtëse prej elastomeri të laminuara. Në një rast të tillë supozohet sjellje elastike e sistemit dhe efektet e veprimit llogariten për shkak të deformimeve të ushtruara.

Veprimet e erës dhe borës gjithashtu nuk merren në konsideratë për situatën sizmike të projektimit.

3.3 Vlerësimi i sigorisë

3.3.1 Të dhëna të nevojshme për vlerësimin

Kontrolli i sigorisë i paraqitur në udhëzime të ndryshme përfshin një analizë strukturore, lineare ose jolineare, të ndjekur më pas me kontrollin veçanërisht të deformimeve dhe të rezistencës të të gjithë pjesëve kritike të veprës. Kryerja e këtij kontrolli kërkon vënien në dispozicion të të gjithë të dhënave gjeometrike dhe mekanike të strukturës, për të bërë të mundur këtë kontroll. Në shumicën e rasteve, mbistruktura nuk është e përfshirë në mënyrë të konsiderueshme në reagimin sizmik të strukturës. Më pas ai vijon me kontrollet e nënstrukturës (pilave e ballnave) dhe themelet, si dhe me sistemet e lidhjeve të strukturës dhe ato të ndërlidhjes në mes të elementeve strukturore.

Praktikisht janë të nevojshme:

- **Gjeometria** e veprës në gjendjen aktuale. Këto të dhëna mund të merren nga projekti konstruktiv origjinal, ose për të qenë më të sigurt dhe në rast se disponohen mund të merren nga librezat e masave që janë mbajtur gjatë ndërtimit të veprës. Gjithashtu kontrollohen edhe të gjitha ndryshimet apo ndërhyrjet strukturore. Në rast të mungesës së këtij dokumentacioni, është e nevojshme të bëhet një rilevim i plot i gjeometrik dhe shqyrtimin e kampioneve të marra në themele.
- **Detajet konstruktive**, apo rregullat e vendosjes së armaturës dhe sasisë së saj. Ajo mund të merren nga vizatimet origjinale të projektit, ose për të qenë më të sigurt, në favor të besueshmërisë, nga vizatimet e kantierit, librezat e masave. Ky verifikim shtrihet natyrisht edhe për çdo ndryshim të bërë në strukturë si rezultat i ndërhyrjeve të mëvonshme. Në mungesë të këtij dokumentacioni, është e nevojshme të kryhet një numër provash që lejon përcaktimin e armimit në një numër të mjaftueshëm të seksioneve, për të bërë të mundur ndërtimin e një modeli strukturor të përshtatshëm për llojin e analizës dhe të provave të mëvonshme.
- **Vetitë mekanike të materialeve**: betonit dhe çelikut. Ky informacioni duhet të merret jo vetëm nga të dhënat e projektit, por edhe nga rezultatet e provave strukturore të kryera përgjatë kohës së ndërtimit apo edhe më pas. Në mungesë të këtij dokumentacioni të nevojshëm, duhet që për betonin të marrin kampione për t’iu nënshtruar provave laboratorike. Provat jo shkatërruese mund të kryhen në një

shkallë më të madhe duke na dhënë kështu një informacion mjaft të dobishëm, por nuk mund të përdoret në vend të atyre shkatërruese. Për çelikut, në mungesë të të dhënave të provë të përshtatshme eksperimentale, mund të lejohet marrja e karakteristikave të materialeve të kërkuara në projekt dhe këto mund të krahasohen me ato të marra në objekt. Kërkesat e mësipërme kanë të bëjnë kryesisht me nënstrukturën e urës, d.m.th. pilat, dhe shpatullat. Sa për mbistrukturën, pavarësisht llojit të tyre, dhe kontrollit të mjaftueshëm të gjendjes së tyre të mirë, nëse konsiderohet e panevojshme nga ana e projektuesit mund të gjykohet edhe pa matjet eksperimentale.

- Përcaktimi i **karakteristikave gjeoteknike** (Strukturën e shtresave dhe parametrat mekanik) në përputhje me Tab 3-3 si dhe inspektimin e shpatullave (forcën shtytëse) dhe themelet.

3.3.2 Shkalla e njohjes dhe faktori i besimit

Mbështetur në Eurokodin 8, Pjesa 3 (EN 1998-3), mund të përcaktohen tri shkallë të njohjes:

- ShNj1: njohje e limituar
- ShNj2: njohje normale
- ShNj3: njohje e plotë.

Shkalla e njohjes, e përfutur në bazë të studimit të të dhënave të disponueshme, përcakton metodën e analizës dhe vlerën e faktorit të besimit (FB) që duhet aplikuar mbi materialet (tabelat në vijim).

Për urat, në përgjithësi duhet të arrihet një shkallë njohjeje e plotë (ShNj3), përveç rasteve të veçanta kur mund të pranohet ShNj2. Kjo kërkesë për njohje të plotë justifikohet në radhë të parë nga rëndësia që kanë këto vepra dhe nga mungesa zakonisht e elementëve jo-strukturalë që do të pengonin marrjen e informacionit të duhur.

Tab. 3-8 Shkalla e njohjes

ShNJ	Gjeometria	Detajet Strukturore	Veçoritë e materialeve	Metodat e analizës	FB
ShNj2	Nga projekti fillestar dhe rilevim vizual Ose Rilevim i plotë	Detaje strukturore jo të plota; Verifikime in-situ të limituara/të gjera	Nga specifikimet origjinale ose certifikatat origjinale të materialeve me verifikime in-situ të limituara/të gjera	Të tëra	1,2
ShNj3		Projekt konstruktiv i plotë me Verifikime	Nga certifikatat origjinale të materialeve ose specifikimet	Të tëra	1,0

		in-situ të limituara ose të zgjeruara	origjinale me verifikime in-situ të gjera/zgjeruara		
--	--	---------------------------------------	---	--	--

Verifikimet in-situ të kufizuara shërbejnë për të verifikuar përputhshmërinë midis karakteristikave faktike të materialeve në vepër me materialet e raportuara në projektin origjinal ose në projektin e ndryshuar gjatë zbatimit. Në rastet kur nuk disponohet i plotë projekti origjinal, ose kur janë të nevojshme verifikime të veçanta, bëhen verifikime in-situ shtesë. Në rastin kur mungon plotësisht projekti fillestar ose kur kërkohet njohje e plotë e gjendjes ekzistuese, bëhen verifikime të zgjeruara.

Provat in-situ të limituara shërbejnë për të kompletuar informacionet mbi karakteristikat e materialeve të përlogaritura sipas normativave në kohën e ndërtimit ose të raportuara në projekt ose në certifikatat origjinale të provave. Provat e gjera shërbejnë për të marrë informacione që mungojnë. Provat e zgjeruara kryhen për të marrë të dhëna që mungojnë si nga projekti konstruktiv, nga certifikatat origjinale të provave ashtu edhe në rastet kur rezultatet e provave të limituara japin rezultate të ulta apo kur kërkohet një shkallë njohjeje ShNj3.

Tab. 3-9 Kërkesat për rilevime dhe prova

	Rilevimi i detajeve strukturore	Provat mbi materialet
Verifikime të limituara	Sasia dhe vendosja e armaturës verifikohet për të paktën 20% të pilave, por jo më pak se 2 pila	Një provë betoni dhe një kampion armature për të paktën 20% të pilave (por jo më pak se 2 pila)
Verifikime të gjera	Sasia dhe vendosja e armaturës verifikohet për të paktën 40% të pilave, por jo më pak se 3 pila	Një provë betoni dhe një kampion armature për të paktën 40% të pilave (por jo më pak se 3 pila)
Verifikime të zgjeruara	Sasia dhe vendosja e armaturës verifikohet për të paktën 60% të pilave, por jo më pak se 4 pila	Një provë betoni dhe një kampion armature për të paktën 60% të pilave (por jo më pak se 4 pila)

3.3.3 Klasat e pasojave

Për qëllimin e diferencimit të besueshmërisë, sipas EN-1990 rekomandohet të vendosen klasa të pasojave (CC) (Consequences Classes) duke marrë parasysh pasojat e shkatërrimit ose keqfunksionimit të strukturës, siç jepen në Tab. 3-10.

Kriteri për klasifikimin e pasojave është rëndësia e strukturës ose e elementit strukturor në fjalë, në terma të pasojave të shkatërrimit.

Në varësi të formës së strukturës dhe vendimeve të marra gjatë projektimit, elementë të veçantë të strukturës mund të renditen në klasa pasojash të njëjta, më të larta apo më të ulëta se klasa e gjithë strukturës.

Urat hyjnë në Klasën e pasojave CC2.

Tab. 3-10 Përcaktimi i klasave të pasojave (Tabela B1–EN-1990)

Klasa e pasojave	Përshkrimi	Shembuj të ndërtesave dhe të veprave të Inxhinierisë civile
CC3	Pasojat të rënda në terma të humbjes së jetëve të njerëzve, ose pasojat shumë të rëndësishme ekonomike, sociale ose mjedisore	Vendqëndrime me grumbullime të mëdha njerëzish, ndërtesa publike ku pasojat e shkatërrimit do ishin të mëdha (p.sh., një sallë koncertesh)
CC2	Pasojat mesatare në terma të humbjes së jetëve të njerëzve; pasojat të konsiderueshme ekonomike, sociale ose mjedisore	Ndërtesa banimi dhe administrative, ndërtesa publike ku pasojat e shkatërrimit do ishin mesatare (p.sh., një ndërtesë administrative).
CC1	Pasojat të lehta në terma të humbjes së jetëve të njerëzve dhe pasojat të lehta apo të papërfillshme ekonomike, sociale ose mjedisore	Ndërtesa bujqësore ku normalisht nuk hyjnë njerëz (p.sh., magazina, serra bujqësore).

3.3.4 Modeli strukturor

Modeli strukturor duhet të pasqyrojë gjendjen e reale të strukturës duke përfshirë edhe ndërhyrjet për përmirësimet strukturore që mund të jenë bërë, të tilla si lidhja e soletës së pjesës kaluese, apo zgjerimit të saj nga pikëpamja funksionale, etj. Modeli strukturor duhet të jetë në gjendje të përmbajë të gjitha shkallët përkatëse të lirisë, që karakterizojnë reagim dinamike të strukturës, karakteristikat e inercisë d.m.th, ngurtësinë e strukturës, dhe lidhjet e mbistrukturës.

Në rast se analiza është jo-lineare, modeli strukturor duhet të jetë në gjendje të ndjekin zhvillimin e sforcimeve dhe deformimeve të strukturës përtej fazës elastike të shkaktuara nga formimi i një numri në rritje të zonave plastike. Plasticitet mund të konsiderohet i përqendruar në skajet e elementeve në "çernierat plastike", sjellja e të cilit mund të përcaktohet nga një lidhje e momentit me kurbaturën (e elementit të deformuar), që mund të jete bi-lineare ose multilinare, për aq kohë sa të jetë në gjendje për të marrë parasysh ndikimin e forcës normale, kur është e nevojshme. Ku në dispozicion modelet më të sakta janë të preferuara.

Kur janë të disponueshme modelet më të sakta janë më të preferuar, të aftë për të përshkruar zhvillimin e zonave plastike (jo të përqendruar vetëm në skaje) të elementeve,

mbi bazën e sjelljes së disa seksioneve të brendshme, të marra nga integrimi i pjesës së njëjtë të jo-lineare të sjelljes së materialeve përbërëse.

3.3.4.1 Ligjshmëritë e materialeve për analizën jolineare

Ligjshmëritë e listuara më poshtë janë një referencë bazë për analizën dhe kontrollin në fazën jo-lineare të elementeve strukturore. Gjithashtu mund të jetë e mundur përdorimi i ligjshmërive alternative referuar literaturës dhe kodeve të ndryshme që lejojnë këto lloj llogaritjesh me një shkallë besueshmërie të provuar.

Ligji sforcim – Deformim sipas Manderit, mbi sjelljen e betonit është treguar në Fig. 3-5, a) . Për përcaktimin e kësaj ligjshmërie për betonin e pa shtrënguar është e nevojshme të njihet rezistenca karakteristike cilindrike f_c dhe moduli fillestar i elasticitetit E_c . Për rastin e betonit të shtrënguar është e nevojshme njohja e përqindjes së armimit tërthor nga pikpamja gjeometrike ρ në raport me sforcimet f_y .

Ky mund të shprehet sa më poshtë:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm,c}} = \frac{x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad Ek - 3-11$$

ku,

$$x = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1,c} \quad Ek - 3-12$$

$$r = E_c / (E_{cm} - E_{sec}) \quad Ek - 3-13$$

Moduli sekant:

$$E_{sec} = f_{cm,c} / \varepsilon_{c1,c} \quad Ek - 3-14$$

$$f_{cm,c} = f_{cm} \cdot \lambda_c \quad Ek -$$

3-15

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}} - 1,254 \quad Ek - 3-16$$

$$\varepsilon_{c1,c} = 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad Ek - 3-17$$

Sforcimet efektive në betonin e shtrënguar σ_e që veprojnë në të dy drejtimet tërthore të seksionit ($\sigma_e = \sigma_{e2} = \sigma_{e3}$) dhe faktorët nga të cilat varet, janë në funksion të formës së seksionit dhe llojit të stafave, janë dhënë në Tab. 3-11,

ku:

α – faktori efektivitetit të shtrëngimit (EN 1998-1, 5.4.3.2.2), s – hapi i stafave, b_c , h_c – përmasat e “seksioni i shtrënguar”⁷ me stafa ose të bërthamës, për rastin e pilave me dimension minimal $b_{min} \cong 1\text{ m}$, mund të zgjidhet vlera e $\alpha \cong 1.0$

n - numri i shufrave gjatësore që ndodhen brenda stafave,

b_i - distanca ndërmjet shufrave gjatësore matur në aks të tyre,

b_c, h_c – gjerësia, lartësia e seksionit,

b_0, h_0 – gjerësia/lartësia e bërthamës së seksionit matur në aks të stafës ose eseve,

A_{sw} – sipërfaqia e degëve të stafave, në dy degët për rastin e seksionit drejtkëndor (për seksionin drejtkëndor sforcimet në tërheqje në degët e stafave llogariten

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{c2} \cdot \sigma_{c3}}$$

A_{sw} – sipërfaqia e stafës spirale ose eseve

D_{sp} - diametri seksionit rrethor brenda stafave rrethore (“seksioni i shtrënguar”)(D_0 tek EN-1998-1),

S_L – hapi i stafave ose eseve, $S_L \leq 6$ diametrin e shufrave gjatësore dhe $S_L \leq 1/5$ e dimensionit më të vogël të bërthamës së seksionit

Tab. 3-11 Modeli Mander (1988) sforcim deformim dhe faktorët për betonin e shtrënguar

Seksioni	Katërkëndor	Rrethor	
		Stafë rrethore	Stafë Spirale
σ_e	$\alpha \cdot \rho_w \cdot f_{ym}$	$0.5\alpha \cdot \rho_w \cdot f_{ym}$	
ρ_w	$\rho_{wx} = A_{s2} \cdot b_c / (b_c \cdot h_c \cdot S_L)$	$\rho_w = \pi D_{sp} A_{sp} / \left(\frac{\pi D_{sp}^2}{4} S_L \right) = 4 A_{sp} / (D_{sp} S_L)$	
	$\rho_{wy} = A_{s3} \cdot b_c / (b_c \cdot h_c \cdot S_L)$		
α	$\alpha = \left(1 - \frac{S_L}{2b_0} \right) \cdot \left(1 - \frac{S_L}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n b_i^2}{6b_0 h_0} \right)$	$\alpha = \left(1 - \frac{S_L}{2D_{sp}} \right)^2$	$\alpha = \left(1 - \frac{S_L}{2D_{sp}} \right)$

Në lidhje me çelikun, në Fig. 3-5 b) është dhënë grafiku sforcim – deformim sipas Menegotto- Pinto, për dy raste, sjelljes bilineare dhe atë të histerezis - jolineare. I pari

⁷ Seksioni i shtrënguar ang. “confined section”

paraqet një përafrim të pranueshëm për analizën e moment-kurbaturës të seksionit. I dyti, paraqet një nga ato të dhëna për analizën kryerjen e dinamikës jolineare.

Për përcaktimin e ligjshmërisë bilineare është e nevojshme të njihen kufiri i rrjedhshmërisë f_y , moduli i elasticitetit E_s dhe raporti forcimit b .

Në Fig. 3-5 b) jepet lidhja sforcim deformim sipas Menegotto-Pinto. Përcaktimi i kësaj marrëdhënieje kërkon njohjen e vlerës së sforcimeve të rrjedhshmërisë f_y , moduli të elasticitetit E_s , raportit të sforcimeve b dhe konstantes së funksionit kalimtar R që bën regullimin apo kontrollon efektin Bauschinger⁸: R_0, a_1, a_2 . Kjo marrëdhënie mund të shkruhet:

$$\sigma^* = b \cdot \varepsilon^* + (1-b) \cdot \varepsilon^* / (1 + \varepsilon^{*R})^{\frac{1}{R}} \quad Ek - 3-18$$

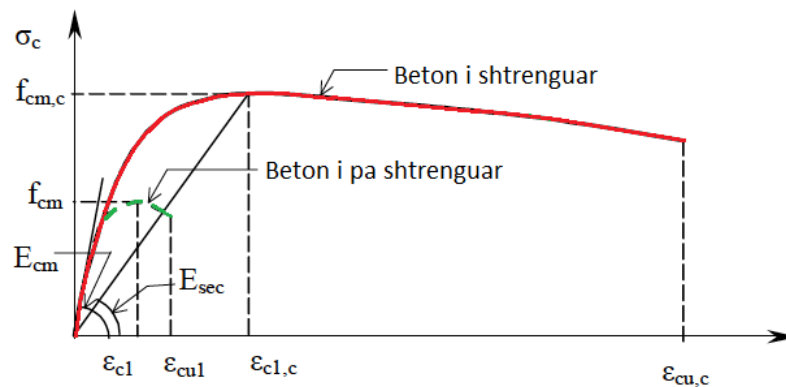
ku:

$$\varepsilon^* = (\varepsilon - \varepsilon_r) / (\varepsilon_0 - \varepsilon_r) \quad Ek - 3-19$$

$$\sigma^* = (\sigma - \sigma_r) / (\sigma_0 - \sigma_r) \quad Ek - 3-20$$

$$R(\xi) = R_0 - a_1 \cdot \xi / (a_2 - \xi) \quad Ek - 3-21$$

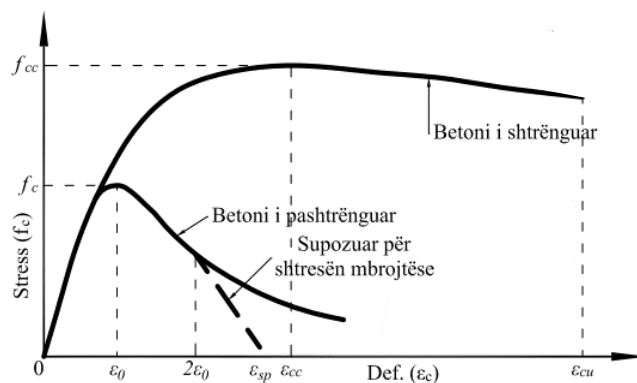
dhe ξ siç tregohet në figurë.



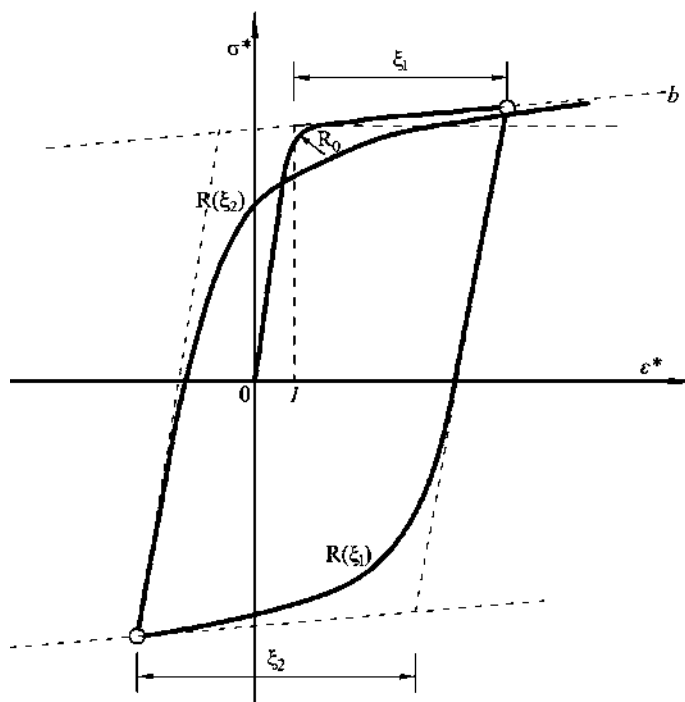
a) Sipas EN 1998-2:2003, Aneksi E

⁸ Fenomeni me të cilin deformimet plastike të metaleve rrisin kufirin e rrjedhshmërisë për rastin e ngarkimit sipas drejtimit të rrjedhës së plastike dhe ulin atë në ngarkimin e kundërt (kurba ngarkim shkarkim)

Johann Bauschinger (11 Qer 1834 në Nuremberg - 25 Nën 1893 në Mynih) ishte një matematikan, ndërtues, dhe profesor i Mekanikës Inxhinierike në Politeknikun e Mynihut nga 1868 deri në vdekjen e tij. Efekti Bauschinger në shkencën e materialeve është emëruar pas vdekjes së tij.



b) Sipas Mander 1988



c) sipas Menegetto - Pinto

Fig. 3-5 Kurba Sforcim-Deformim për betonin e shtrënguar/pa shtrënguar dhe çelikut

Së fundi themi se analiza strukturore mund të jetë lineare ose jo lineare, në se përdorim karakteristikat mekanike mesatare, në shprehjet e mëposhtme do të shënojmë me $f_c = f_{cm}$ dhe $E_c = E_{cm}$.

Në rast se moduli fillestar i betonit nuk është i përcaktuar eksperimentalisht, mund të përdorim lidhjen (formulën) ndërmjet tij dhe rezistencës së betonit sipas literaturës, $E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3}$ ku f_{cm} dhe E_{cm} janë në MPa (EK-2, Pjesa 1).

3.3.4.2 Ngurtësia e elementit

Për rastin e analizës lineare ose jo lineare me plasticitet të përqendruar, ngurtësia e elementit në model duhet të merret lidhur me nivelin e të plasurave nga sforcimet e shkaktuara nga veprimi sizmik. Elementet përbërës në plan (trarë, trarë tërthor, soleta), të

cilat mbeten përgjithësisht në fazën lineare elastike me plasaritje të kufizuara, mund t'u atribuohen karakteristikat e të gjithë seksionit në tërësi. Pëllat të cilat në pjesën më të madhe të rasteve e kalojnë gjendjen kufitare “të rrjedhshmërisë”, ngurtësia e efikase në prerje mund të llogaritet me shprehjen: (Sipas EN-1998-2, aneksi C):

$$E_c J_{eff} = \nu \frac{M_{Rd}(N_{Ed})}{\phi_y} \quad Ek -$$

3-22

në të cilën

$\nu = 1.2$ është faktor korigjues i cilli merr në konsiderat rritjen e shtangësisë nën efektin e pjesës së pa-plasaritur të pilës.

J_{eff} - momenti i inercisë efektive J_{eff} i një pile me prerje tërthore konstante i cili mund të vlerësohet si vijon: $J_{eff} = 0.08 J_{un} + J_{cr}$, ku J_{un} - momenti i inercisë i seksionit të plotë, pa plasaritje i pilës dhe J_{cr} - momenti i inercisë i seksionit të plasaritur në pikën e rrjedhshmërisë së armaturës së tërhequr dhe mund të vlerësohet nga shprehja $J_{cr} = M_y / (E_c \Phi_y)$.

M_y dhe Φ_y janë përkatësisht momenti dhe kurbatura e rrjedhshmërisë së seksionit; E_c moduli elasticitetit të betonit.

$M_{Rd}(N_{Ed})$ momenti kufitar i fundit të projektimit të seksionit mbi bazën e llogaritjeve për vlerën e forcës normale nga ngarkesat e përhershme dhe

Φ_y - kurbatura në fazën e rrjedhshmërisë (kurbatura e rrjedhshmërisë) e cila llogaritet:

$$\Phi_y = (\epsilon_{sy} - \epsilon_{cy}) / d_s \quad Ek - 3-23$$

d_s - lartësia e seksionit nga qendra e armaturës së tërhequr

ϵ_{sy} – deformacioni i rrjedhshmërisë së armaturës

ϵ_{cy} – deformacioni në shtypje i betonit në rrjedhshmërinë e armaturës së tërhequr

Deformimi ϵ_{sy} mund të vlerësohet nga një analizë e seksionit mbi bazën e ϵ_{cy} dhe forca reale në situatën sizmike të projektimit, N_{Ed} .

Në përgjithësi vlera e momentit $M_{Rd}(N_{Ed})$ dhe e kurbaturës së rrjedhshmërisë Φ_y , merren nga analiza “moment-kurbaturë” e seksionit.

Sipas EN-1998-2 vlerat për kurbaturën e rrjedhshmërisë, janë si më poshtë:

për seksione drejtkëndore: $\Phi_y = 2.1 \epsilon_{sy} / d$

për seksion rrethor: $\Phi_y = 2.4 \epsilon_{sy} / d$

ku d është lartësia efektive e seksionit.

3.3.4.3 Modelimi i bashkëveprimit truall-themel strukturë

Për të bërë analizën globale të strukturës, pilat dhe shpatullat përgjithësisht i konsiderojmë si të inkastruara në bazë.

Efektin e bashkëveprimit truall-themel–strukturë duhet ta marrim në konsideratë në rast se ndodhin në të njëjtën kohë tre kushtet e mëposhtme⁹:

- Ura i përket klasit të përdorimit III ose IV
- Kategoria e truallit është e shkallës D ose më e ulët
- Shkalla e sizmitetit mesatar ose i lartë, $a_g \geq 0.15g$

Së fundi për të bërë vlerësimin e efektit të bashkëveprimit truall strukturë, sistemi truall-themel mund të skematizohet duke vendosur në pikat e lidhjes së themelit lidhje visko-elastike, për të karakterizuar një rezistencë e plotë dhe e përshtatshme dinamike. Në llogaritjen e kësaj të fundit duhet të merret në konsideratë lidhja e ndryshueshmërisë së karakteristikave të ngurtësisë në lidhje me lagështin e truallit në nivelin e kërkuar. Është gjithashtu me rëndësi të madhe marrja në konsideratë e mundësisë së ndryshimit të madhësisë së veprimit sizmik nga ajo në sipërfaqe të lirë për shkak të madhësisë dhe / ose ngurtësisë e themelimit.

3.3.5 Metodat e analizës

3.3.5.1 Urat statikisht të caktuara me pilë në formë kolone

Shumica e urave ekzistuese të sistemit rrugor kombëtar është e përbërë nga ura me strukturë tip trarë lirisht të mbështetur mbi pila masive në formën e një kolone të thjeshtë.

Duke u mbështetur në hipotezën se strategjia e ndërhyrjes nuk pritet të ndryshojë mënyrë thelbësore skemën statike, për shembull, vendosjen e lidhjeve të mbistrukturës ose zëvendësimin e plotë të tyre me të tjera, ndoshta me vendosjen e pajisjeve për të bërë të mundur izolimin / shpërndarjen e sforcimeve, për këto tipe urash mund të përcaktohet një metodologji veçantë për kryerjen e analizës, e cila është e thjeshtë dhe me saktësi të mjaftueshme për nevojat e projektimit, që mund të përdoret si një alternativë e metodave më të sakta të përshkruara në paragrafin në vijim.

Modeli referues është i përbërë nga një konsol vertikal me masë të shpërndarë përgjatë lartësisë, mbi të cilën mbështetet masa e jastëkut të pilave dhe ajo e mbistrukturës. Sipas drejtimit tërthor me aksin gjatësor të urës çdo pilë paraqitet si një lavjerrës i pavarur, ndërsa sipas drejtimit gjatësor, duke supozuar se njihen kufizimet sizmike, themi se sistemi është gjithashtu me një shkallë lirie dhe karakterizohet nga shuma e masave të të gjitha pilave veç e veç, dhe shuma e forcave të të gjitha pilave të marra së bashku.

⁹ Sipas EC-8 Pjesa 2 Efektet e bashkëveprimit truall-strukturë duhet të merren në konsideratë, gjithmonë në pila, ku gjatë veprimit të një ngarkese horizontale njësi në një drejtim të dhënë në kulmin e pilës, fleksibiliteti i truallit kontribuon më shumë se 20% të zhvendosjes totale në kulmin e pilës.

Procedura e propozuar konsiston në një analizë statike të thjeshtuar jolineare, në të cilën marrëdhënia forcë-zhvendosje e lëkundësit të pranuar, është marrë si një hapë i thjeshtë i marrëdhënies moment-kurbaturë në seksionin bazë të pilës.

Masa efektive e pilës konsiderohet e përqendruar në majë të saj, për pilat me seksionin konstant, ajo merret sa, 30% e shumës të masës së pilës plus masën e jastëkut. Masa totale e gjeneruar në pilë merret:

$$m = 0.3 m_{pil} + m_{jast} + m_{kampatës} \quad Ek - 3-24$$

Lartësia e kësaj mase nga baza për analiza në drejtim tërthor (shih Fig. 3-6) jepet nga shprehja:

$$H \cong \frac{(m_{jast} + 0.3 m_{pil}) H_p + m_{kampatës} H_{kampatës}}{m} \quad Ek - 3-25$$

Për analizën sipas drejtimit gjatësor, lartësia efektive është e barabartë me distancën nga plani i mbështetjes së çernierave deri në kuotën e sipërme të jastëkut të poshtëm.

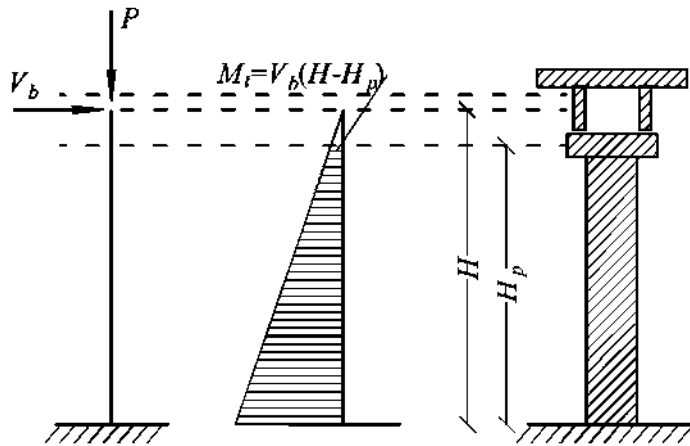


Fig. 3-6 Lartësia efektive për analizën sipas drejtimit tërthor

Hapi i parë konsiston në përcaktimin e marrëdhënies moment-kurbaturë të seksionit të bazës së pilës, në planin e përkuljes sipas drejtimit gjatësor të urës nga vlerat ngarkesës aksiale (vertikale). Kurba e fituar në këtë mënyrë përdoret më vonë të marrë lidhjen ndërmjet forcave horizontale dhe zhvendosjes siç tregohet në Fig. 3-7.

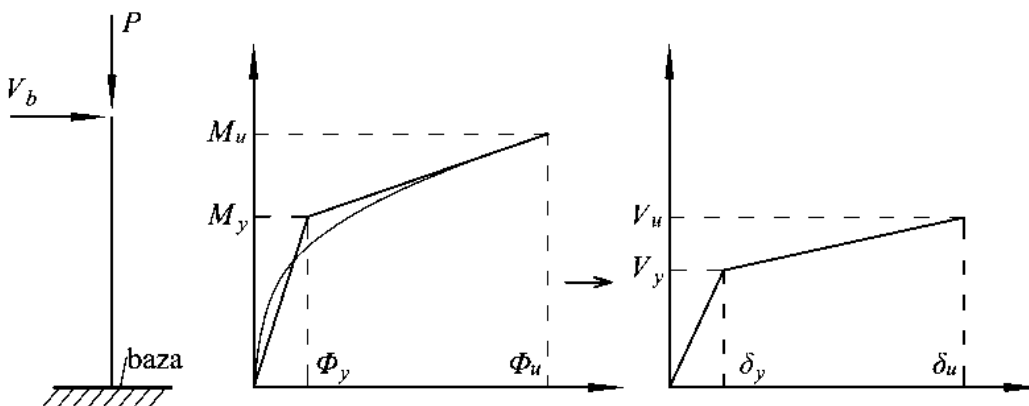


Fig. 3-7 Hapat e kalimit nga lidhja moment-kurbaturë në forcë prerëse zhvendosje

Mbështetur në hipotezën se pila mbetet në fushën e sjelljes elastike deri sa momenti në seksionin e bazës arrin vlerën e rrjedhshmërisë M_y , (Fig. 3-8, majtas), spostimi në kokë të pilës llogaritet me shprehjen:

$$\delta_y = \frac{1}{\nu} \Phi_y \cdot \frac{H^2}{3} \quad Ek - 3-26$$

ku kurbatura e rrjedhshmërisë ϕ_y që rezulton nga lidhja lineare me momentin, $\nu = 1.2$ faktori koorigjues i cili merr parasysh rritjen e ngurtësisë mbi zonën e çernierës plastike.

Zhvendosja kufitare në kokë të pilës e cila merr parasysh edhe zhvendosjen e fazës së rrjedhshmërisë të krijuar nga prezenca e çernierës plastike llogaritet:

$$\delta_u = \delta_y + (\Phi_u - \Phi_y) \cdot l_p \left(H - \frac{l_p}{2} \right) \quad Ek - 3-27$$

ku : ϕ_u është kurbatura minimale kufitare e cila i korrespondon shkatërrimit të betonit, $\varepsilon_{c,max} = \varepsilon_{cum}$, dhe shkatërrimit si pasojë e shkatërrimit të çelikut në tërheqje, $\varepsilon_{s,max} = \varepsilon_{sum}$. Në mungesë të përcaktimeve më të saktë të vlerave mesatare të deformimeve relative të çelikut mund të pranohen vlerat respektive, $\varepsilon_{cum} = 0.5\%$, dhe $\varepsilon_{sum} = 4\%$. Për përcaktimin e zonës ku zhvillohet çerniera plastike në pilë mund ti referohemi shprehjes $l_p = 0.10 \cdot H_p + 0.015 \cdot f_y \cdot d_b \cong 0.10H_p$.

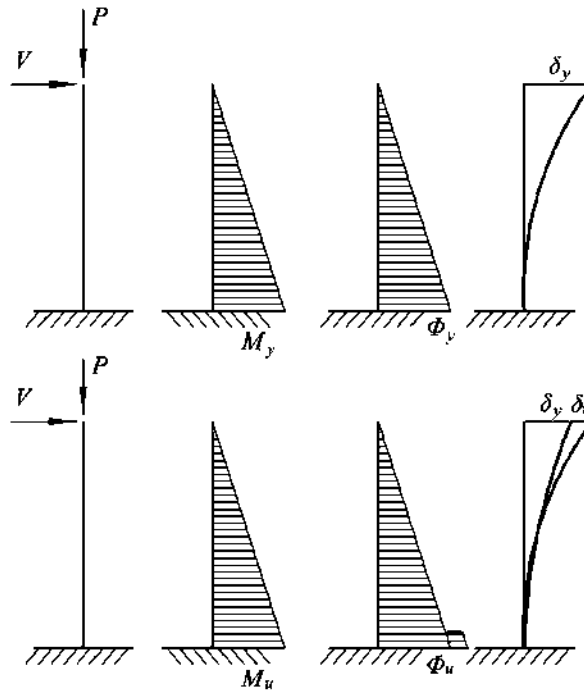


Fig. 3-8 Pila me seksion konstant: shpërndarja e momentit të kurbaturës

Sipas drejtimit tërthor perioda elastike e një pile të vetme jepet me shprehjen e mëposhtme:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_i \cdot \delta_y}{V_y}} \quad Ek - 3-28$$

që i korrespondon një spostimi maksimal:

$$\delta_{\max} = S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad \text{për } T \geq T_c \text{ ose } q^* \leq 1$$

$$\delta_{\max} = \frac{S_{De}(T)}{q^*} \left[1 + \left(q^* - 1 \frac{T_c}{T} \right) \right] \quad \text{për } T < T_c$$

Ek - 3-29

ku $q^* = mS_u(T)/V_y$

Forca prerëse për kontrollin e pilës mund të merret drejtpërdrejt nga grafiku forcë-zhvendosje si vlera korresponduese e zhvendosjes maksimale të reagimit $\delta_{\max}$. Forca prerëse për kontrollin e paisjeve të mbështetjeve, çernierave merret:

$$V_{\zeta} = 1.25 \frac{m_{\zeta}}{m_i} V(\delta_{\max})$$

Ek - 3-30

ku 1.25 është faktor i cili ka për qëllim garantimin e një niveli më të madh sigurie për llogaritjen e çernierave, $V(\delta_{\max})$ - forca prerëse maksimale që merret nga lidhja $V - \delta$ në korespondencë me reagimin e zhvendosjes.

Sipas drejtimit gjatësor masa e totale e strukturës jepet nga shprehja:

$$m = \sum m_i$$

Ek - 3-31

dhe lidhja forcë-zhvendosje merret si shumë e lidhjes së pilave të veçanta, Fig. 3-9.

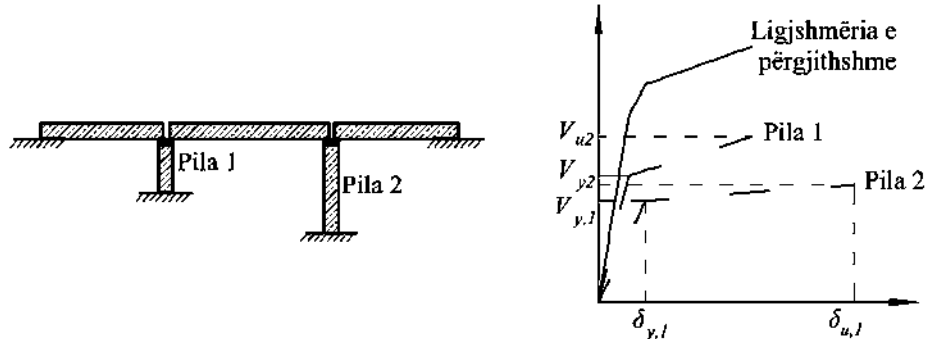


Fig. 3-9 Drejtimi gjatësor: ligjshmëria e përgjithshme si shumë e atyre të pilave

Dhe kurba e bilinearitetit (forcë prerëse-zhvendosje) rezultante ndjek procedurën në mënyrë të tillë të ngjashme me rastin e mëparshëm.

Për qëllime të kontrollit të pilave nga forcat prerëse përkatëse për secilën prej tyre, merren diagramet forcë-zhvendosje për zhvendosjen maksimale $\delta_{\max}$.

Për qëllimet e llogaritjes së forcës prerëse që vepron në mbështetje sipas shprehjes (4.11) të EN 1998-1, masa e mbistrukturës që hyn në llogaritje është ajo që ka ndikim në pilën në fjalë.

Në rastin e çernierave të lëvizshme në pila ose shpatulla është e domosdoshme të kontrollohet rreziku i humbjes së mbështetjes në mbistrukturë. Ky kontroll konsiderohet i plotësuar nëse gjatësia e mbështetjes është e barabartë me ose më e madhe se:

$$L_{\min} = L_0 + d_{rel,g} + d_{rel,s}$$

Ek - 3-32

ku: L_0 – distacë sigurie jo më pak se 20 cm;

$d_{rel,g}$ - zhvendosja relative e truallit në pikën ku kemi pilën

$d_{rel,s}$ - zhvendosja relative midis elementeve vertikale të marrë në konsideratë, vlerësuar me rrënjën katrore të shumës së katrorëve të zhvendosjes së dy pilave.

Kontrolli duhet të kryhet për efektet e dy komponentëve horizontale të veprimit sizmik, në përputhje me procedurat e përshkruara në EK-8.

3.3.5.2 Urat statikisht të pacaktuara: analiza dinamike lineare

Metodat e përshkruara më poshtë janë të vlefshme për urat statikisht të pacaktuara të tipit të përgjithshëm, duke përfshirë strukturat me mbistrukturë vazhduar të mbështetur lirisht (skema tra i vazhduar me shumë hapësira drite, ramë, etj.).

Metoda e analizës dinamike lineare të cilës po i referohemi në këtë studim është përdorur në analizën modale (Analiza e Spektrit të Reagimit¹⁰ shih EN 1998-2:2012, 4.2.1.1) lidhur spektrin e reagimit elastik të moskthimit, paragrafi 3.2.1. Kontrolli i elementeve në aspektin termave të kapacitet deformim konsiston në kontrollin e elementeve/mekanizëm duktil apo rezistues apo të thyeshëm.

Ky tip analize është i aplikueshëm kur kontrollohen kushtet e mëposhtme lidhur me kërkesat e uniformitetit në fazën joelastike¹¹:

Quajmë faktor lokal të reduktimit të forcës raportin $r_i = q \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}}$ ku: $M_{Ed,i}$, vlera maksimale e momentit projektues, në vendin e dëshiruar të çernierës plastike të elementit duktil, të marrë nga analiza për situatën sizmike të projektimit dhe me $M_{Rd,i}$ rezistencën në përkulje projektuese të të njëjtit seksion me armimin e tij real, nën veprimin e njëkohshëm të efekteve të veprimit josizmik në situatën sizmike të projektimit. Duke iu referuar experiencës së projektimit dhe provave laboratorike mund të themi se:

Përderisa $M_{Ed,i} \leq M_{Rd,i}$, rrjedh $q r_i \leq q$ (q – faktori i duktilitetit)

Kur në një urë të rregullt, $r_{\max}$ është ndjeshëm më e vogël se q , projektimi nuk mund të shfrytëzojë plotësisht vlerat maksimale të lejuara të q . Kur $r_{\max} = 1,0$, ura reagon në mënyrë elastike ndaj tërmetit të projektimit.

Një urë duhet të konsiderohet me sjellje sizmike të rregullt në drejtimin horizontal të marrë në konsideratë, kur kënaqet kushti mëposhtëm:

$$\rho = \frac{r_{\max}}{r_{\min}} \leq \rho_0$$

¹⁰ Analiza e Spektrit të Reagimit është një llogaritje elastike e reagimit dinamik maksimal (pik) i të gjitha formave domethënëse të strukturës, duke përdorur ordinatat e spektrit të projektimit të vendit (të ndërtimit). Reagimi i përgjithshëm merret nga kombinimi statistikor i kontributeve modale maksimale. Një analizë e tillë mund të zbatohet në të gjithë rastet në të cilat lejohet një analizë lineare. (shih EN 1998-2:2012, 4.2.1.1)

¹¹ Natyrisht $r_{\max}$ duhet të jetë më i madh se 1 përndryshe reagimi i urës do të jetë elastik.

ku: $r_{\min}$, $r_{\max}$ janë vlerat minimale e maksimale të r_i ndërmjet gjithë elementëve duktil i dhe ρ_o është vlera kufi e zgjedhur për të siguruar që rrjedhshmëria sekuenciale e elementëve duktilë nuk do të shkaktojë kërkesa për duktilitet të lartë të papranueshëm në një element. Vlera e rekomanduar sipas EN 1998-2 :2004 $\rho_o = 2,0$.

Nga ana tjetër, dhe lejohet të kryhen kontrollet e strukturës duke përdorur analizën modale me spektrin e reduktuar të reagimit nga faktori i sjelljes q (EN-1998-2 paragrafi 4.1.6). Në këtë rast kontrollet rezistenca për të gjithë elementet/mekanizëm, duktil. Vlerat e rezistencës janë llogaritur për situatën jo sizmike. Vlera maksimale e mundshme të përdoret për q rekomandohet të merret e barabartë me 1.5. (rasti i duktilitetit të kufizuar)

Për sa i përket llogaritjes së madhësisë së reagimit, zhvendosjeve të llogaritura nga veprimi sizmik maksimal nuk duhet të merren të barabarta me ato të parashikuara nga analiza që bazohet në hipotezën e sjelljeve elastike lineare.

Madhësitë maksimale të derivuara nga reagimi, të tilla si deformime në përkulje dhe zhvendosjet relative në nyjat korresponduese, duhet të llogariten mod për mod dhe më pas të kombinohen sipas rregullave të kombinimeve modale.

Në praktikë për elementet strukturor duktil, madhësia e kontrollueshme në përgjithësi paraqitet me këndin e rrotullimit θ . Për çdo kat në përkulje, kjo është e barabartë me raportin δ/H për elementët konsol vertikal (pilat me seksion të thjeshtë) dhe të inkastruar në themel siç tregohet në Fig. 3-10, rasti (a) dhe (b), dhe që përafërsisht është e barabartë me këndin e rrotullimit të nyjës në elementin horizontal (tërthor), siç tregohet në Fig. 3-10, rasti (c). Në rastin e figurës (c) rrotullimi i kordës për kolonën në mbështetje është përafërsisht i njëjtë me raportin δ/H . Ka situata në të cilat konfigurimi i elementit të deformuar konsiderohet pa asnjë pikë në përkulje (p.sh. sipas drejtimit gjatësor të urës, pilat tip ramë në të cilat trupi i pilës formohet normalisht me elemente më shumë). Në këto raste, kontrolli mund të kryhet si tregohet në paragrafin 3.3.6.

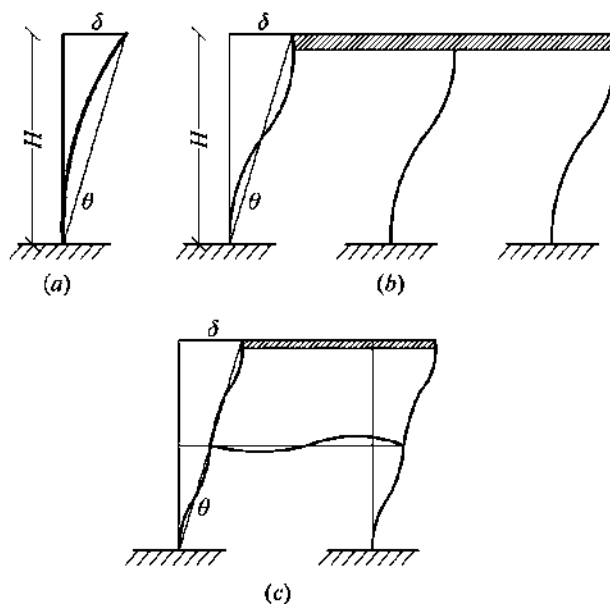


Fig. 3-10 Rrotullimi respektiv i kordës së pilës: (a) me seksion unik, (b) me disa kolona, (c) tip ramë

Për çdo plan përkulës të elementit, forca prerëse V jepet nga vlera e marrë nga analiza për rastin në të cilën momentet në skajet e elementit nuk arrijnë vlerën përkatëse plastike ($\rho \leq 1$):

$$V = V_G + \frac{M_{R1}(N_G) + M_{R2}(N_G)}{L} \quad Ek - 3-33$$

Ku V_G forca prerëse nga ngarkesa gravitacionale (pesha vetiake) në element, $M_{R1}(N_G)$ dhe $M_{R2}(N_G)$ janë momentet rezistente (llogaritur për vlerën korresponduese të ngarkesës gravitacionale, shprehur nëpërmjet forcës normale N_G , ekuivalente) në skajet e elementit (llogaritur duke përdorur vlerat mesatare të karakteristikave mekanike të betonit dhe çelikut) dhe L gjatësia e elementit.

Urat statikisht të pacaktuara: analiza statike jolineare

Në përgjithësi modelat e ndryshme të vibrimeve, kontribuojnë për reagimin sizmik të urave. Kur një modë e vetme e vibrimit, karakterizohet nga një masë e barabartë me ose më e madhe se 80% është e mundur dhe mund të përdoret analiza statike jo-lineare një-modale. Nëse jo, atëherë duhet të përdoret një version i zgjeruar i analizës statike jolineare, multi-modale. Në vijim ilustruam metodat e analizës statike jolineare një-modale dhe multi-modale në shpërndarjen e forcave sizmike.¹²

- Analiza një-modale

Metoda konsiston në aplikimin në një model jo-linear të urës të një sistemi forcash statike me intensitet në rritje deri në arritjen e kapacitetit maksimal të sistemit të terma të rezistencës dhe deformimeve, në transformime të një pas njëshme të kurbës së forcës prerëse në bazë – zhvendosje në një sistem bilinear ekuivalent. Kështu bëhet e mundur të përcaktohet reagimi i këtij sistemi kundrejt veprimit sizmik.

Duke aplikuar në strukturë një sistem forcash me intensitet në rritje të dhënë nga:

$$f = \lambda \cdot M\varphi \quad Ek - 3-34$$

ku M është matrica e masës dhe forma e parë modale φ duhet të normalizohet duke barazuar me “1” një zhvendosje sipas shkallës së lirisë së kontrollit. Kjo e fundit përkon me shkallën e lirisë me zhvendosje modale maksimale. Intensiteti rritet deri në arritjen e kapacitetit maksimal të strukturës. Rezultati i analizës shprehet në kurbën forcë prerëse në bazë (shuma e forcave f të aplikuara) – zhvendosje në majë u .

Përcaktohet kështu koeficienti i pjesëmarrjes modale:

$$\Gamma = (\varphi^T M 1) / (\varphi^T M \varphi) \quad Ek -$$

3-35

Forca V^* dhe zhvendosja u^* e sistemit me një shkallë lirie ekuivalente jepen nga:

¹² Lejon përdorimin e metodave në të cilën shpërndarja e forcave të aplikuar për të ndjekur zhvillimin e deformimeve joelastike e strukturës (analiza statike jolineare (pushover)).

$$V^* = V_b / \Gamma \quad Ek - 3-36$$

$$u^* = u / \Gamma \quad Ek - 3-37$$

Marrëdhënia $V^* - u^*$ përfaqëson sjelljen e strukturës ekuivalente me një shkallë lirie, në të cilin masa jepet nga:

$$m^* = \varphi^T M 1 = \sum m_i \varphi_i \quad Ek - 3-38$$

Përcaktimi i reagimit të sistemit ekuivalent kërkon bilinearizimin e kurbës $V^* - u^*$. Një mënyrë për të realizuar këtë është të gjejmë një kurbë bilineare të tillë që përcakton sipërfaqe të barabarta (energji të njëjtë) me atë të dalë nga analiza.

Në Fig. 3-11 janë treguar dy raste, njëri kur faza e rrjedhshmërisë shoqërohet me rritje të papërfillshme të forcave prerëse në bazë dhe rasti tjetër kur kjo rritje është e konsiderueshme.

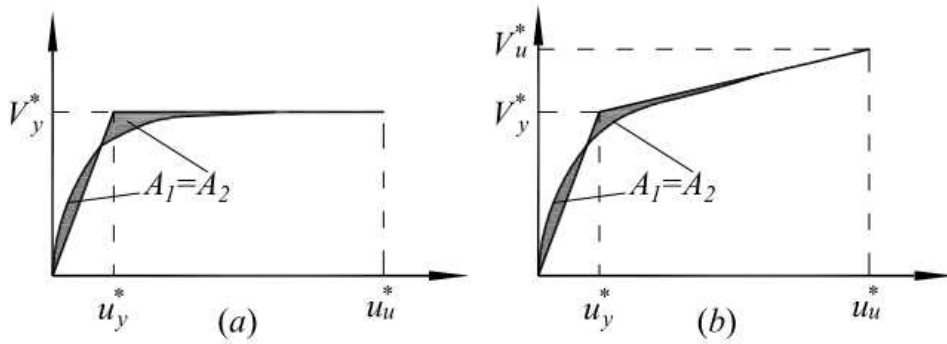


Fig. 3-11 Bilinearizimi me kriterin e sipërfaqeve të barabarta a) pa rritje të forcës prerëse në bazë pas rrjedhshmërisë b) me rritje pas rrjedhshmërisë

Zhvendosja e rrjedhshmërisë u_y^* e sistemit bilinear merret nga shprehja:

$$\frac{1}{2} V_y^* u_y^* + V_y^* (u_u^* - u_y^*) = E \Rightarrow u_y^* = 2(u_u^* - \frac{E}{V_y^*}) \quad Ek - 3-39$$

ku E është sipërfaqja e përcaktuar nga kurba $V^* - u^*$ dhe llogaritet me integrim numerik.

Në rastin e një diagrame me rritje të vazhdueshme të forcës prerëse në bazë, zhvendosja u_y^* e sistemit merret nga shprehja:

$$\frac{1}{2} V_y^* u_y^* + \frac{1}{2} (V_y^* + V_u^*) (u_u^* - u_y^*) = E \Rightarrow u_y^* = \frac{2V_u^* u_u^* - k_y (u_u^*)^2 - 2E}{V_u^* - k_y u_u^*} \quad Ek - 3-40$$

Me shënimin u_y^* , shtangësia elastike rezulton $k = V_y^* / u_y^*$, nga ku gjendet perioda elastike e sistemit bilinear T^* :

$$T^* = 2\pi \sqrt{m^* / k} \quad Ek - 3-41$$

Reagimi maksimal i sistemit ekuivalent nën veprimin sizmik të dhënë përftohet nga shprehjet:

$$u_{\max}^* = S_{De}(T^*) \quad \text{për } T^* \geq T_C, \text{ ose } q^* \leq 1$$

$$u_{\max}^* = \frac{S_{De}(T^*)}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right], \quad \text{për } T^* < T_C \quad \text{Ek - 3-42}$$

ku $q^* = m^* S_e(T^*) / V_y^*$.

Pasi përcaktohet reagimi maksimal i konsolit ekuivalent, është e mundur të përcaktohet edhe reagimi i strukturës duke shumëzuar vlerat me faktorin e pjesëmarrjes modale:

$u_{\max} = \Gamma u_{\max}^*$. Verifikimi kryhet duke kontrolluar që kërkesat për duktilitet të strukturës janë në përputhje me kapacitetin e strukturës dhe që forcat janë më të vogla se rezistencat përkatëse.

- Analiza multi-modale

Metoda konsiston në ndjekjen e hapave të mëposhtëm:

1. Llogaritja e formave të lëkundjeve (toneve) dhe përzgjedhja e formave sinjifikative;
2. Kryerja e një analize jolineare në përputhje me secilën formë lëkundjesh, në ngjashmëri me rastin një-modal;
3. Kombinimi i madhësive të reagimit;

- Analiza dinamike jo lineare

Numri minimal i akselerogramave që duhen përdorur është 5 për ato artificiale dhe 10 për ato natyrore ose të simuluar nga modelet sizmogjene. Diferenca në numrin e kërkuar të akselerogramave justifikohet nga shmangia më e ulët që kanë nga mesatarja ato të tipit të parë në raport me dy tipet e tjera të përmendura. Respektimi i këtyre minimeve është i mjaftueshëm për të garantuar një qëndrueshmëri të zgjidhjes së vlerës mesatare të efekteve në strukturë.

3.3.6 Kontrolli i sigurtisë

Kontrolli i elementeve të mbistrukturës nën veprimin sizmik duhet të kënaqë kontrollet si në rastin e një situatë jo sizmike.

Pila

$$\theta_y = \phi_y \frac{L}{3} \quad \text{Ek - 3-43}$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{ed}} \left[\phi_u + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L} \right) \right] \quad \text{Ek - 3-44}$$

ku

$\gamma_{ed} = 1.5$ dhe $L = M / V$ hapësira dritë e forcave prerëse, e barabartë me H në rastin e një konsoli dhe afërsisht H/2 për rastet e tjera në të cilat pika e infleksionit është përgjatë elementit $L < L_p$.

Kurbatura e rrjedhshmërisë ϕ_y dhe ajo kufitare ϕ_u merren nga bilinearizimi i kurbave moment-kurbaturë e seksionit. Kurbatura kufitare (e fundme) është më e vogla ndër ato që i korrespondojnë deformacionit në pikën e shkatërrimit të betonit nga shtypja $\epsilon_{c,max}$ dhe këputjes së armaturës së çelikut në tërheqje $\epsilon_{s,max}$. Në mungesë të të dhënave të sakta të përcaktimit të vlerave të deformacioneve, mund të pranohen vlerat $\epsilon_{c,max}=0.5\%$ dhe $\epsilon_{s,max}=4\%$. Për gjatësinë e zonës së çernierës plastike mund të përdoret shprehja $l_p=0.10H+0.015f_yd_b$ sipas EC-8-2, afërsisht $0.10H$. Mandej, kapaciteti plastik në rrotullim $\theta_{p,u}$, dhe rrotullimi total i kordës θ_u të çernierave plastike mund të vlerësohet mbi bazën e kurbaturës së fundit Φ_u dhe gjatësisë së çernierës plastike l_p si vijon:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{p,u} \quad Ek - 3-45$$

$$\theta_{p,u} = (\Phi_u - \Phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) \quad Ek - 3-46$$

ku:

L është largësia nga seksioni fundor i çernierës plastike deri në pikën me moment zero në pilë;

Φ_y është kurbatura e rrjedhshmërisë

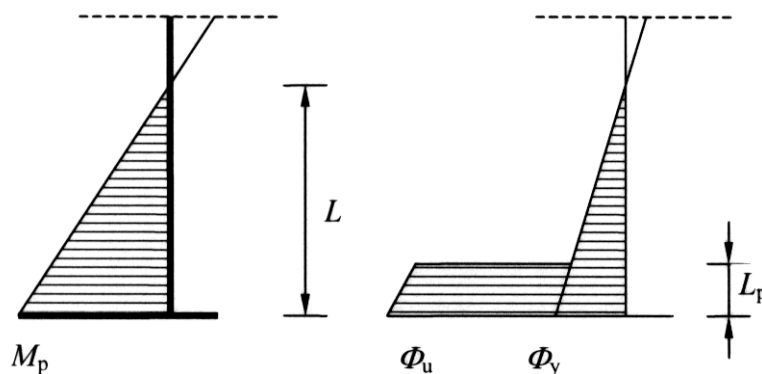


Fig. 3-12 Φ_y dhe Φ_u

Për ndryshim linear të momentit përkulës, rrjedhshmëria në rrotullim θ_y mund të supozohet si:

$$\theta_y = \frac{\Phi_y L}{3} \quad Ek - 3-47$$

Sipas EK-8-2 këshillohet që kurbatura e rrjedhshmërisë ϕ_y dhe ajo kufitare ϕ_u të përcaktohen me anë të analizës të momentit të kurbaturës së seksionit nën veprimin e ngarkesës normale aksiale që korrespondon me kombinimin sizmik projektues. Kur $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu1}$, këshillohet që të merret në konsideratë vetëm bërthama e seksionit të betonit të shtrënguar.

Këshillohet që ϕ_u të përcaktohet nga idealizimi i diagramës reale $M - \phi$ me një diagramë bilineare me sipërfaqe të barabartë me rrjedhshmërinë e shufrës së parë të armaturës, sikurse tregohet në Fig. 3-13.

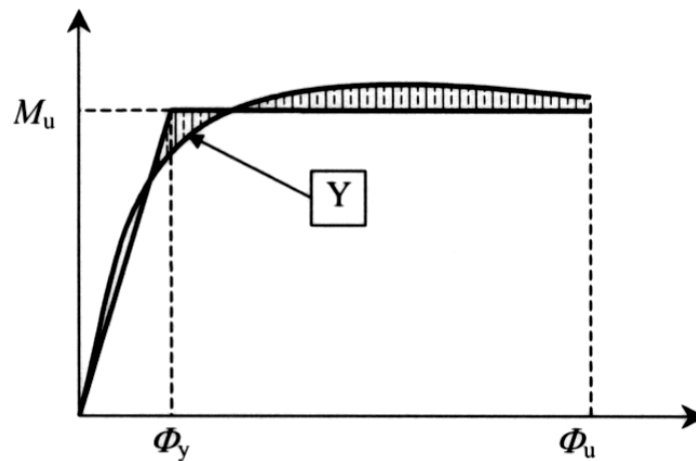


Fig. 3-13 Idealizimi i diagramës reale $M - \phi$ me diagramë bilineare.

Y – Rrjedhshmëria e shufrës së parë

Kurbatura kufitare e fundit ϕ_u në çernierën plastike, sipas EK-8-2 shtojca E, këshillohet të llogaritet si më poshtë:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d}$$

Ek - 3-48

ku:

d lartësia efektive e seksionit

ε_s dhe ε_c janë përkatësisht deformacionet e armaturës dhe betonit (deformacionet shtypëse negative), të nxjerra nga kushti që njëra prej të dyjave ose të dyja të arrijnë vlerat e fundit si në vijim:

ε_{cu1} deformimi relativ në shtypje i betonit të pashtërnguar (EN 1992-1-1:2004, Tabela 3.1);

$\varepsilon_{cu,c}$ deformimi relativ në shtypje i betonit të shtrënguar (E.2.1(2)(c) ose EN 1992-1-1:2004, 3.1.9(2));

ε_{su} deformacioni tërheqës i armaturës (shih E.2.1(3)(c));

Çerniera plastike e krijuar në nyjat e sipërme ose të poshtme të një pile (poshtë jastëkut të sipërm ose të poshtëm), me armaturë gjatësore me sforcim karakteristik të rrjedhshmërisë f_{yk} (në MPa) dhe armim me shufra me diametër d_{bL} , gjatësia e çernierës plastike L_p , sipas EC-8-2, mund të llogaritet si më poshtë:

$$L_p = 0.10L + 0.015 f_{yk} d_{bL}$$

Ek - 3-49

ku L është largësia nga seksioni i çernierës plastike deri në seksionin me moment zero, gjatë veprimit sizmik.

(6) Vlerësimi i mësipërm i kapacitetit plastik rrotullues është i vlefshëm për pilat me raport të zonës në prerje “shear span ratio”:

$$\alpha = \frac{L}{d} \geq 3,0$$

Ek - 3-50

Për $1,0 \leq \alpha_s < 3,0$ këshillohet që kapaciteti plastik rrotullues të shumëzohet me faktorin reduktues:

$$\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$$

Ek - 3-51

3.4 Literatura

- [1] Priestley, M. J. N, Seible F, Calvi G. M. - “Seismic design and retrofit of bridges” John Wiley & Sons 1996
- [2] Buckle I., Friedland I., Mander J., Martin G., Nutt R., Power M, (U.S Department of Transportation- Federal Highway Administration) - “Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges”, 2006
- [3] Pinto P.E., Franchin P., Lupoi A. - “Valutazione e Consolidamento Sismico dei Ponti Esistenti” IUSS Press, 2009

- [4] Aliaj, S., Koçiu, S., Muço, B., Sulstarova, E. “Sizmiciteti, sizmotektonika dhe vlerësimi i rrezikut sizmik në Shqipëri” Akademia e Shkencave e Shqipërisë, Tiranë, 2010

- [5] CEN (Comité Européen de Normalisation) - EN 1991-2 – Veprimet në struktura – Pjesa 2: Ngarkesat e trafikut në ura, 2003

- [6] CEN (Comité Européen de Normalisation) - EN 1992-1: Projektimi i strukturave prej betoni – Pjesa 1-1: Rregulla të përgjithshme dhe rregulla për ndërtesat; 2004
 Pjesa 2: Urat prej betoni – Projektimi dhe rregulla detajimi, 2005

- [7] CEN (Comité Européen de Normalisation) – Draft SSH EN 1998-1: Projektimi i strukturave për rezistencë ndaj tërmetit – Pjesa 1: rregulla të përgjithshme, veprimet sizmike dhe rregulla për ndërtesat, 2004;
 Draft SSH EN 1998-2: Urat, 2005;
 Variant shqip, projekti i Bankës Botërore “Rishikimi dhe përmirësimi i kodeve të ndërtimit në Shqipëri” – Komponenti III “Përballimi dhe zbutja e riskut nga fatkeqësitë”, përgatitur nga UTS-01, 2012;

- [8] CEN (Comité Européen de Normalisation) EN 1998-3: Vlerësimi dhe riaftësimi i ndërtesave, 2005

- [9] Pojani N. - “Inxhinieria Sizmike”, Toena, 2003

- [10] Federal Highway Administration (FHWA) “Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges” January 2006

- [11] Çeku B, Çerepi P. “Ura Tunele” 1982

4 Kapitulli IV – Teknika të riaftësimit të urave

Në paragrafin 2.3.3 u prezantuan disa nga problemet që hasen më shpesh në urat ekzistuese, veçanërisht në situata sizmike. Në vijim do trajtohen më në detaj disa nga teknikat e përmendura në atë paragraf për riaftësimin e urave.

4.1 Lidhjet ose kufizimet në mbështetje

Kufizimet mund të jenë të tri llojeve:

- Kufizim i lidhjeve në gjatësi;
- Kufizim i çernierave në drejtimin tërthor;
- Kufizim i lëvizjeve vertikale.

Secili nga llojet e kufizimeve të përmendura më lart është shtjelluar në paragrafët vijues.

4.1.1 Kufizim i lidhjeve në gjatësi

4.1.1.1 Të përgjithshme

Detajet e kufizimit të lidhjeve në gjatësi shërbejnë për të kufizuar zhvendosjet relative në mbështetje dhe njëkohësisht zvogëlojnë rrezikun e humbjes së mbështetjes në atë zonë.

Kur bulonat e ankorimit të çernierave dhe detaje të ngjashme me to konsiderohen të pa mjaftueshme për të parandaluar humbjen e mbështetjes në çernierat fikse, atëherë lidhjet gjatësore mund të përdoren si një metodë për përmirësimin e këtyre detajeve.

Kufizimet duhen përcaktuar në mënyrë të tillë që:

- t'i rezistojnë forcave maksimale në fazë elastike;
- të vendoset një minimum prej dy kufizimesh simetrike për të zvogëluar lëvizjen jashtëqendrore të mbistrukturës;
- të lihet një hapësirë e mjaftueshme për të siguruar një lëvizje normale gjatë fazës së shfrytëzimit;
- për rastin e nyjave në pila, kufizimi të sigurojë lidhje të qëndrueshme dhe të sigurtë ndërmjet mbistrukturës dhe pilës;
- spostimi maksimal i projektuar i mbistrukturës të mos shkaktojë dëmtime të mëdha në urë.

4.1.1.2 Rastet e projektimit dhe problemet që shfaqen

Detaji i lidhjes i paraqitur në figurën e mëposhtme është i pa dëshirueshëm.

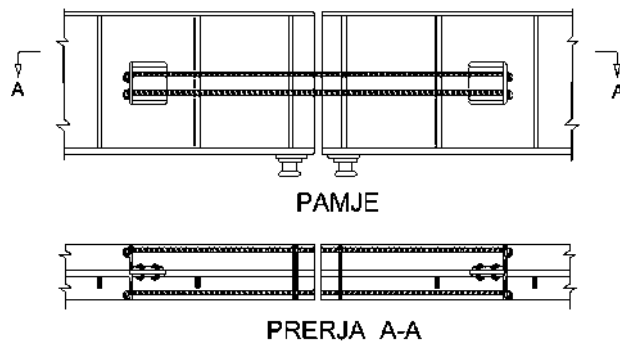


Fig. 4-1 Detaj lidhës i pa dëshiruar

Në rast të një shkatërrimi të parakohshëm të një prej kavove mund të ndodhë që ngarkesa e shpërndarë të këpusë një rrjesht kavosh nga trau horizontal dhe të shkaktojë një humbje të madhe të kapacitetit strukturor. Nëse vargu i kavove ka një përforcim të mjaftueshëm, mund të parandalohet një dëmtim strukturor.

Duhet të kihet parasysh edhe zvogëlimi i vështirësive në mirëmbajtjen e konstruksionit. Për shembull, në trarët me prerje seksion kuti, duhet të vendoset në secilin kufizim minimum i numrit të hapësirave.

Kufizimi i lidhjeve në gjatësi duhet të jetë i orientuar përgjatë drejtimit kryesor të lëvizjes. Nëse pilot janë të ngurta në drejtimin tërthor siç tregohet në Fig. 4-2, lëvizja e mbistrukturës do të jetë përgjatë boshtit gjatësor të urës dhe kufizimet duhet të vendosen në përputhje me rrethanat.

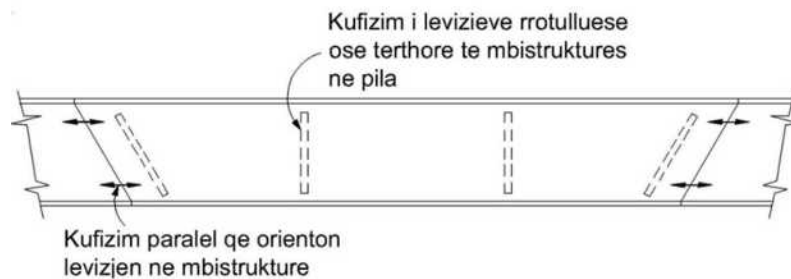


Fig. 4-2 Orientim i kufizimit për mbështetjet e ngurta në drejtimin tërthor

Në rastin e një ure asimetrike me mbështetje fleksibël mund të ndodhë rrotullimi i mbistrukturës. Në këtë rast kufizimet do të jenë më efektive nëse do vendosen normal me fugën. Kjo marrëveshje mund të përdoret vetëm nëse lëvizjet paralele të nyjës do të shkaktonin minimumin e forcës prerëse në kufizim. Kjo tregohet në Fig. 4-3.

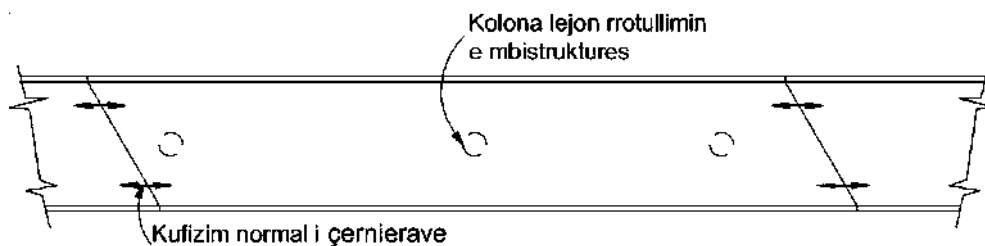


Fig. 4-3 Orientim i kufizimit për mbështetjet fleksibël në drejtimin tërthror

Kur fugat vendosen në pilë, kufizimi në fugë duhet të sigurojë një lidhje të vazhdueshme me pilën. Ky detaj do tentojë të parandalojë dukurinë e paqëndrueshmërisë në çernierë. Kjo tregohet më poshtë:

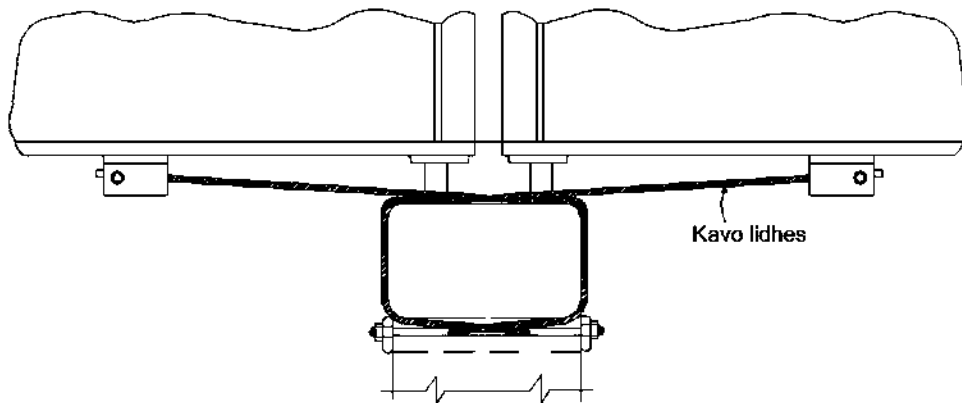


Fig. 4-4 Kufizim në pilë me lidhje të pranueshme

Secili kufizim pengon lëvizjen vetëm në një drejtim sepse mbyllja e fugës do të transmetonte forcë inerciale në një nga hapësirat më të afërta dhe secili kufizim duhet t'i rezistojë forcës inerciale në të dy hapësirat. Forca inerciale mund të ndikojë në hapësirat e tjera, por kjo do të varet nga konfigurimi i kufizimit të fugave më të afërta. Në Fig. 4-4 vihet re se kufizuesit janë lidhur në pjesën fundore.

Siç u përmend më sipër, kufizuesi do të parandalojë mundësinë e shkëputjes së vargut të kavove dhe zvogëlimin e hapësirës vertikale poshtë urës. Në disa raste, mund të jetë e përshtatshme të mos vendosim lidhje me pilën, pra hapësirat e njëpasnjëshme të lidhen siç tregohet si në figurë.

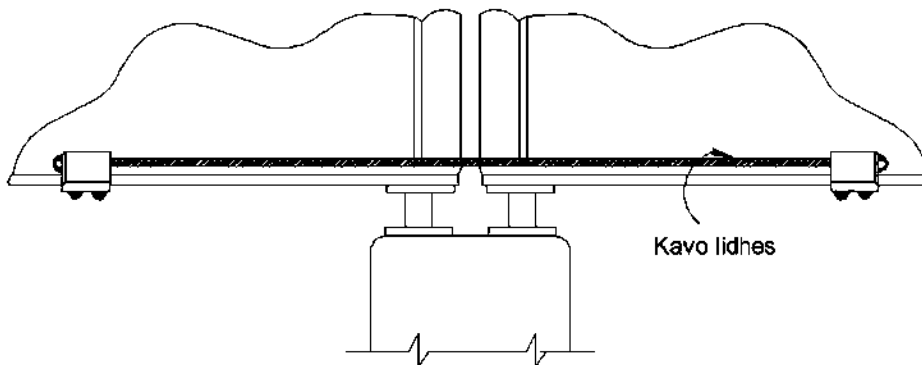


Fig. 4-5 Kufizim në pilë pa lidhje të sigurtë

Kjo zgjidhje duhet konsideruar vetëm kur ka ndodhur një nga rastet e mëposhtme:

- (a)- fugat janë mjaft të vogla për të parandaluar humbjen e qëndrueshmërisë;
- (b)- lidhjet me nënstrukturën mund të sjellin mbingarkimin e saj;
- (c)- një nga hapësirat ka lidhje ekzistuese.

Metodat më të përdorshme në kufizimin e fugave nga levizjet e shumta në mbistrukturë janë:

- Përdorimi i kavove prej çeliku;
- Shufrat të cilat punojnë nën veprimin e sforcimeve të vazhdueshme.

Lidhjet e kavos dhe shufrës mund të bëjnë që skajet e trarëve të dëmtohen, por ky dëmtim zakonisht riparohet dhe nuk është aq i madh sa të shkaktojë humbje në mbështetje.

Edhe pse kavot dhe shufrat nuk i plotësojnë të gjitha kriteret ideale të kufizimit, ato janë relativisht të thjeshta për t'u vendosur dhe janë ekonomike.

Janë realizuar teste të shumta për të studiuar sjelljet e kavove dhe shufrave, duke përsëritur ciklet e ngarkimit me sforcime afër ose deri në zonën e rrjedhshmërisë. Fig. 4-6 është ndërtuar duke ngarkuar mostra me sforcime në zonën e rrjedhshmërisë për 15 cikle dhe më tej deri në shkatërrim.

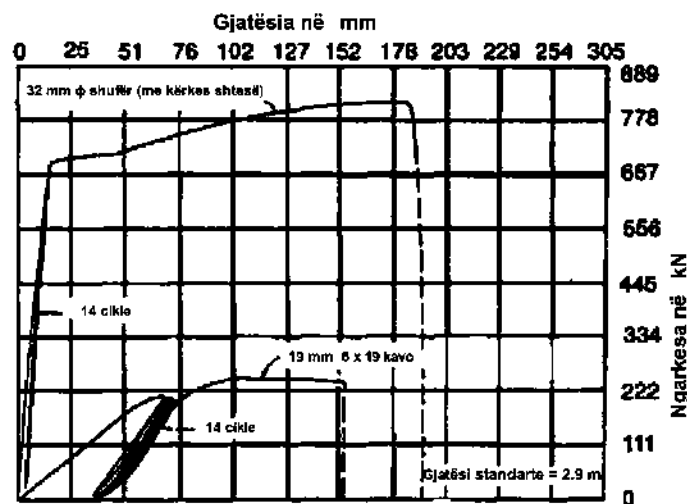


Fig. 4-6 Testet ciklike të materialit kufizues në zonën e rrjedhshmërisë

Vërehet se si shufrat ashtu edhe kavot janë të afta të zgjaten deri në limitin e elasticitetit. Shufrat me diametër 32mm zgjaten deri në 18mm brenda kufirit të elasticitetit dhe 190mm para se të këputen. Këto shufra janë më duktile se sa kavot. Në ngarkimet e njëpasnjëshme të një kavoje, me gjatësi prej 2.9m, u vu re një zgjatim afërsisht 38mm para se të arrijë zona e rrjedhshmërisë dhe zgjatim kufitar para këputjes afërsisht 115mm.

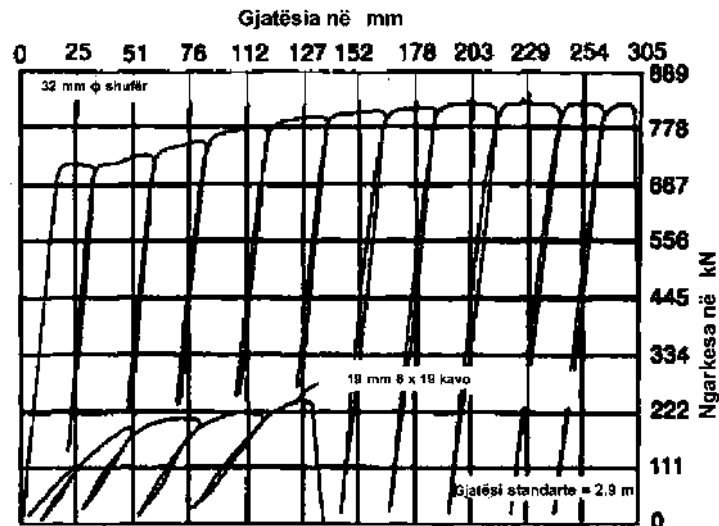


Fig. 4-7 Testet ciklike të materialit kufizues pas zonës së rrjedhshmërisë

Në një seri të dytë testesh, mostrat u ngarkuan duke aplikuar një zhvendosje shtesë 25mm deri në shkatërrim. Midis çdo zhvendosje shtesë, mostra shkarkohet (deri në sforcime të barabarta me zero). Rezultatet tipike të këtyre testeve tregohen në Fig. 4-7.

Është interesante të theksohet që shufrat me diametër 32mm nuk shkatërrohen deri sa marrin zhvendosje 280mm, e cila është shumë më e madhe sesa rezultati që morëm në serinë e parë të testeve, të cilat ishin në kushte të tjera ngarkimi. Ndërkohë, kavoja këputet kur arrin zgjatimin 127mm, zgjatim i cili është më i vogël se në serinë e parë të testeve. Akoma nuk është përcaktuar ndonjë rregull se cili është më mirë të përdoret, kavoja apo shufrat.

Meqë lidhjet projektohen të kenë sjellje elastike, duktiliteti i lartë i shufrave me diametër 32mm nuk konsiderohet si avantazh i veçantë. Mjaft e rëndësishme është të merret në konsideratë lëvizja e lejuar në fugë. Tërheqjet elastike duhet të jenë të kufizuara sepse lëvizja e tepërt mund të shkaktojë humbje në mbështetjen e çernierës. Nga ana tjetër lidhjet tepër të shtangëta, edhe pse shumë efektive në kufizimin e lëvizjes, i nënshtrohen një force më të madhe. Kavot shpesh kanë një avantazh ekonomik.

Si përfundim, kavoja është më fleksibël dhe më e aftë të përballojë lëvizjet në drejtimin vertikal dhe tërthor.

Në urat prej betoni me trarë në forëm “T”, mungesa e mbështetjes në diafragmën e fundit mund të kërkojë të vendosen kufizuesit si në Fig. 4-8. Ky detaj zakonisht përdoret për ato situata kur forcat e kërkuara në kufizues janë relativisht të ulta.

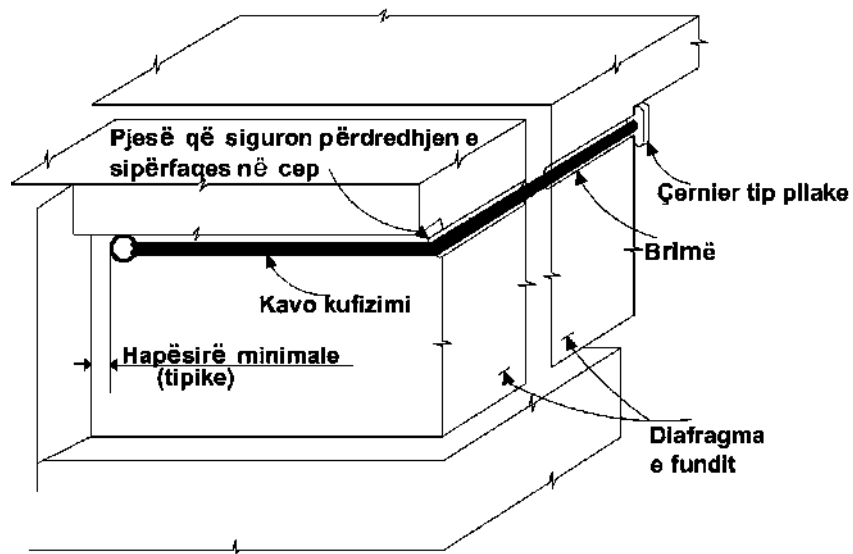


Fig. 4-8 Detaj i procesit të riaftësimit për trarë betoni me seksion “T”

Një metodë tjetër për kufizimin e nyjave kur diafragma është e dobët është të vendosim kufizues në anë të trarëve ose në pjesën e poshtme të mbistrukturës. Detaje të rastit kur kufizuesit ankorohen në mbistrukturë tregohen në figurat më poshtë.

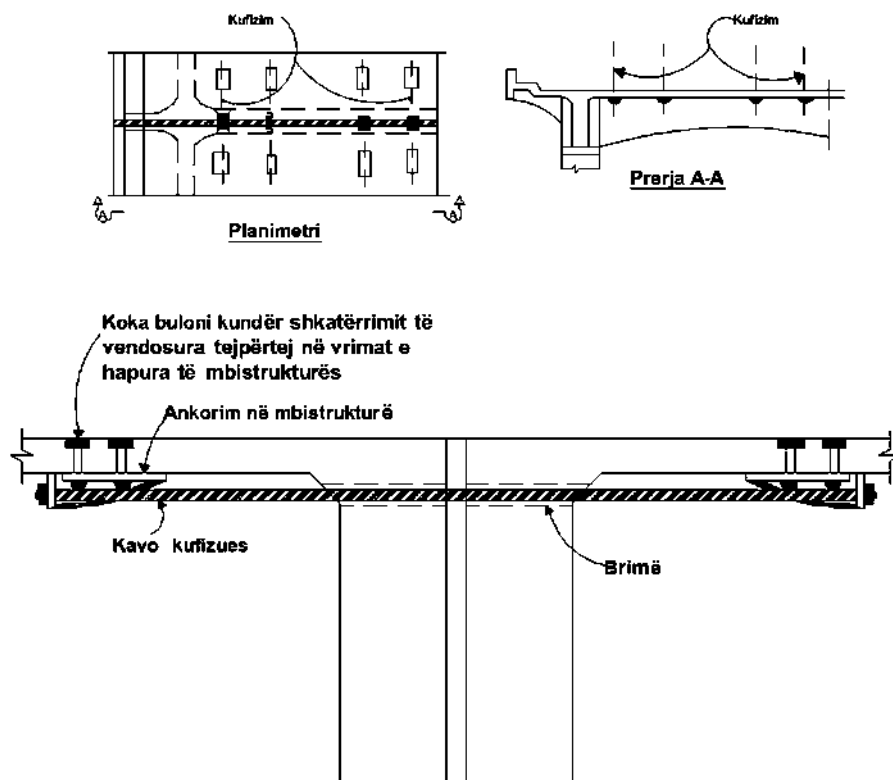


Fig. 4-9 Kufizime në fugë të lidhura me mbistrukturën prej betoni

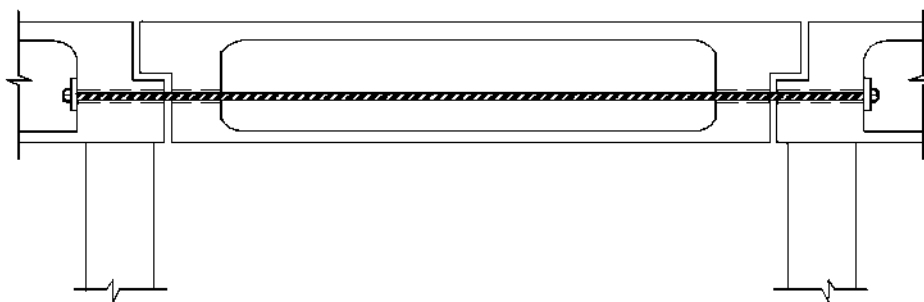


Fig. 4-10 Procesi i riaftësimit me kufizues me hapësirë të përbërë nga trarë të mbështetur lirisht

4.1.2 Kufizimi i çernierave në drejtimin tërthor

4.1.2.1 Të përgjithshme

Në shumicën e rasteve, kufizimet në drejtimin tërthor janë të nevojshme për të mbrojtur mbistrukturën nga rrëshqitja prej mbështetjes. Kushte të vështira zakonisht ekzistojnë kur bazamentet me beton të cilësisë së lartë shërbejnë si mbështetje të çernierës poshtë traut, apo kur mbështetjet e çernierës janë të ngushta dhe shumë të pjerrëta. Gjithashtu, kur distanca mes dy trarëve të urës është e vogël, vështirësohet mundësia e realizimit të detajeve të kufizimit në drejtim tërthor.

4.1.2.2 Projektimi dhe problemet që shfaqen

Shpesh herë, për të siguruar çernierat në drejtimin tërthor në strukturat prej betoni, vendoset një tub me rezistenc të lartë i mbushur me beton, që kalon mes përmes fugës. Kjo metodë është treguar në Fig. 4-11.

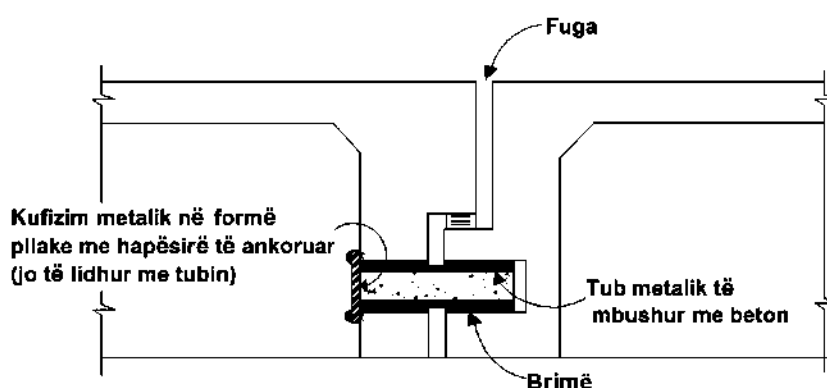


Fig. 4-11 Kufizimi në drejtimin tërthor për urat prej betoni

Kujdes duhet treguar në zonat e kontaktit të tubit me betonin pasi aty do të kemi përqendrim sforcimesh dhe mund të ndodhë që të kemi thyerje të betonit. Kjo metod mund të përdoret veçanërisht në trarët (diafragmat) e armuara mirë si dhe të kihet në konsiderat pozicioni i tyre për urat e pjerrëta.

4.1.3 Kufizimi i lëvizjeve vertikale

Për të parandaluar ngritjen e mbistrukturës, mund të përdoren pajisje me hapësirë të vogël në drejtimin vertikal. Nëse zhvendosja vertikale e mbistrukturës është e lirë, ajo mund të rezultojë në shkatërrim të saj. Pajisjet vertikale mbajtëse duhet të merren në konsideratë sa herë që forcat sizmike vertikale tejkalojnë 50% të reaksionit nga ngarkesa e përhershme. Kufizimet në lidhjet vertikale zakonisht nuk janë të justifikuara ekonomikisht përveç disa përforcimeve të klasifikuara në kategorinë *D* të performancës sizmike. Një shembull i kufizimit të lëvizjeve vertikale është paraqitur në Fig. 4-12.

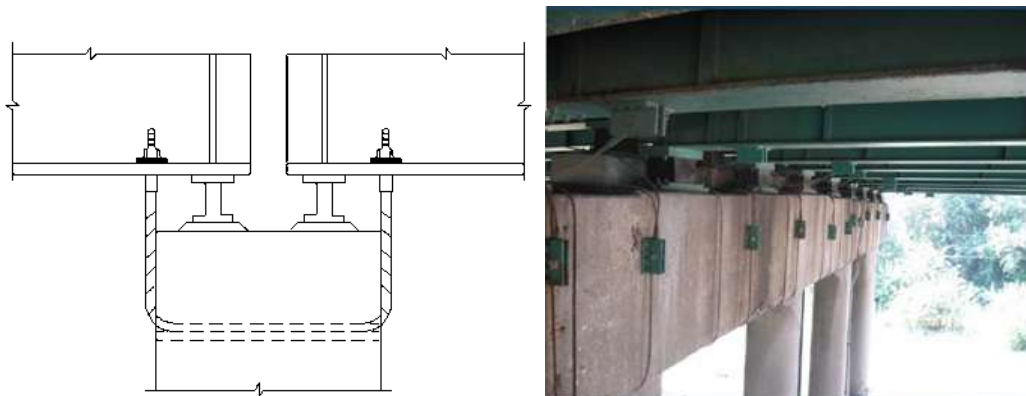


Fig. 4-12 Kufizimi i lëvizjeve vertikale

Kompetentja vertikale e veprimit sizmik nuk përfshihet gjithmonë në një analizë sizmike, por në qoftë se ngritja e mbistrukturës është një problem, analizat duhet të përfshijnë patjetër këtë komponente.

4.2 Teknikat e riaftësimit të kolonave

4.2.1 Këmishimi metalik

Fillimisht kjo teknikë është zhvilluar për kolonat rrethore. Dy gjysmë pllakat e çelikut që mbështjellin kolonën kanë trashësi që varion nga 10 deri 25mm dhe pozicionohen mbi sipërfaqen që do të përforcohet duke u ngjitur mbi të. Pas lagies me ujë të hapësirës ndërmjet veshjes dhe kolonës, bëhet mbushja me material betoni zgjerues dhe të lëngshëm i hapësirës që mbetet. Në përgjithësi një lihet distancë prej 50mm ndërmjet veshjes dhe konstruksionit ekzistues.

Për kolonat drejtkëndore rekomandohet të përdoren veshjet ovale sepse sigurojnë një shtërëngim të ngjashëm me atë të një kolone rrethore. Hapësira ndërmjet veshjes dhe kolonës mbushet me beton. Kolonat drejtkëndore të përforcuara në këtë mënyrë kanë aftësi mbajtëse dhe përkulëse të kënaqshme. Përpjekjet për të përforcuar kolonat drejtkëndore duke përdorur veshje metalike drejtkëndore kanë qenë më pak të suksesshme edhe kur kanë qenë tepër të shtangëta. Kjo sepse në rastin e këmishimeve drejtkëndore rrezikohet qëndrueshmëria e pllakave përbërëse të këmishës, duke rritur fleksibilitetin e strukturës krahasuar me veshjet ovale. Megjithatë, veshjet metalike drejtkëndore mund të jenë efektive në rritjen e rezistencës në prerje të kolonës.

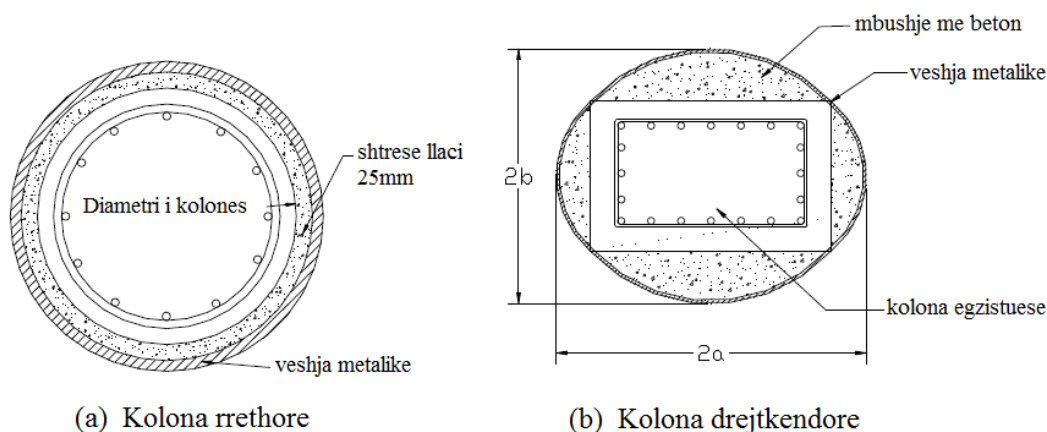


Fig. 4-13 Këmishimi me çelik i kolonave rrethore dhe drejtkëndore

4.2.2 Rrjetë teli e paranderur

Një formë shtrëngimi e kolonës mund të arrihet edhe nga veshja e saj me rrjetë teli të paranderur. Shtrëngimi anësor ka për qëllim të rrisë duktilitetin e kolonës. Kjo procedurë ka treguar se është e suksesshme në rritjen e aftësisë përkulëse të kolonave sidomos në zonat kritike. Megjithatë, ende nuk ka përfundime të qarta lidhur me reagimin kundrejt forcës prerëse. Duhet pasur parasysh se ankorimi i mirë i telit në fund dhe karakteristikat e materialit janë thelbësore në këtë aplikim. Gjithashtu ana ekonomike e mbështjelljes së kolonës nuk është provuar akoma.

4.2.3 Tekstil i përbërë nga fije qelqi

Një formë tjetër shtrëngimi e kolonave, e provuar, konsiston në veshje me tekstil prej fije qelqi. Një shkallë e lartë shtrëngimi i betonit arrihet duke përdorur llaç në presion të lartë midis veshjes dhe kolonës. Presioni që përdoret zakonisht arrin 1.7 MPa. Tekstili mund të aplikohet në zona kritike të kolonës, të tilla si fundi i kolonës. Ky sistem ka rezultuar i suksesshëm në rritjen e aftësisë përkulëse dhe rezistencës në prerje të kolonave në laborator.

4.2.4 Veshja prej betoni

Shtimi i një shtrese betoni të armuar në formën e një xhakete rreth një kolone të dëmtuar rrethore ose drejtkëndore ka gjetur aplikim në disa vende të botës. Ndër vështirësitë e kësaj metode është realizimi i lidhjes së duhur midis betonit të vjetër dhe atij të ri. Mënyra më e zakonshme për të realizuar këtë është ashpërsimi i sipërfaqes së betonit të vjetër dhe vendosja e kunjave prej çeliku.

4.3 Masat e riaftësimit për jastëkët e pilave

4.3.1 Masa të përgjithshme

Jastëkët e pilave sigurojnë transferimin e ngarkesave që vijnë nga mbistruktura në kolonat e nënstrukturës. Duke pasur parasysh tërmetin në Loma Prieta në vitin 1989, mangësitë që

u shfaqen në jastëkët e pilave ishin me seriozet dhe ndër më të vështirat për t'u riparuar në raport me të gjithë komponentët e tjerë të dëmtuar nga tërmeti.

Dy mënyra kryesore mund të adoptohen:

- rritje e rezistencës deri në nivelin e kërkuar për të përballuar pa shkatërrim formimin e çernierave plastike në kolona;
- zvogëlim i forcave sizmike që vijnë në element nëpërmjet një sërë mënyrash.

4.3.2 Zvogëlimi i forcave sizmike

Në rastet kur kapaciteti i grupit të kolonave të lidhura me jastëkun e kolonave është mjaft i ulët në raport me forcat që veprojnë, mund të jetë me vlerë të konsiderohet mundësia e reduktimit të forcave sizmike. Një metodë e efektshme është ajo e përdorimit të trarëve lidhës, siç tregohet në Fig. 4-14.

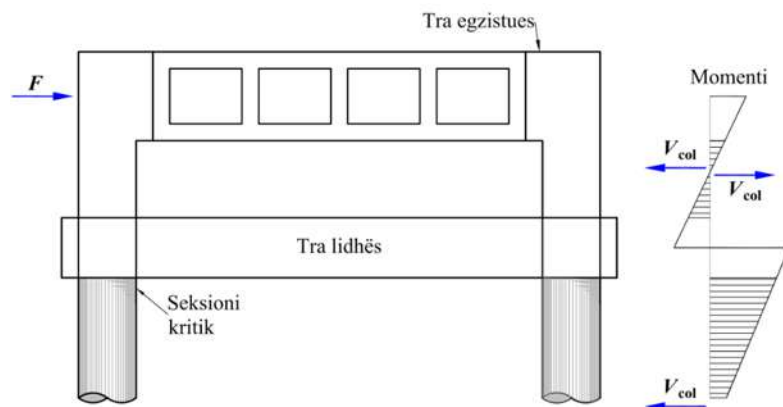


Fig. 4-14 Teknikë për zvogëlimin e forcave të brendshme në jastëk duke shtuar tra lidhës

Ky tra lidhës bën të mundur rishpërndarje të forcave të brendshme në nënstrukturë duke mundësuar edhe zvogëlimin e forcave në jastëk nëse trau lidhës vendoset afër mbistrukturës. Nëse çernierat plastike “shtyhen” të formohen poshtë traut lidhës të shtuar, edhe momentet në kolona do jenë më të vogla. Nëse masa e traut lidhës dhe kolonave është e vogël në raport me masën e mbistrukturës (siç ndodh zakonisht), forca prerëse në kolonë do jetë afërsisht konstante përgjatë gjatësisë.

Trau lidhës duhet të ndërtohet duke hequr shtresën mbrojtëse të kolonës përgjatë gjatësisë ku do shtohet trau dhe duke përdorur një gjerësi trau të mjaftueshme për të vendosur armim jashtë kolonës ekzistuese. Armim i veçantë i nyjës do jetë i domosdoshëm.

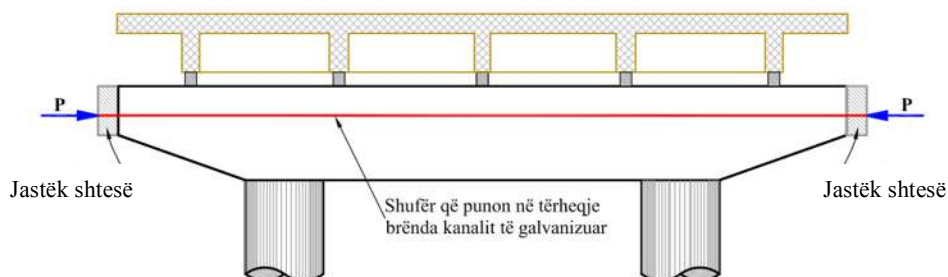


Fig. 4-15 Detaj i traut lidhës të shtuar

Në rastet e mbistrukturave të mbështetura në pajisje të posatshme, forcat në jastëk mund të zvogëlohen edhe duke zëvendësuar këto pajisje me të tjera me fërkim të ulët ose pajisje elastomere me ngurtësi të ulët.

4.3.3 Rritja e rezistencës së jastëkut

A) Rezistenca në përkulje

Në përgjithësi, filozofia e riaftësimit do konsistojë në rritjen e kapacitetit përkulës të jastëkut deri në formimin e çernierave plastike në kolona. Në rastet kur mbistruktura mbështetet nëpërmjet pajisjeve në jastëk, përforcimi në përkulje mund të realizohet nëpërmjet rritjes së përmasave betonarme. Betoni i vjetër dhe ai i ri duhet të lidhen nëpërmjet kunjave që mundësisht e përshkojnë tej e tej jastëkun.

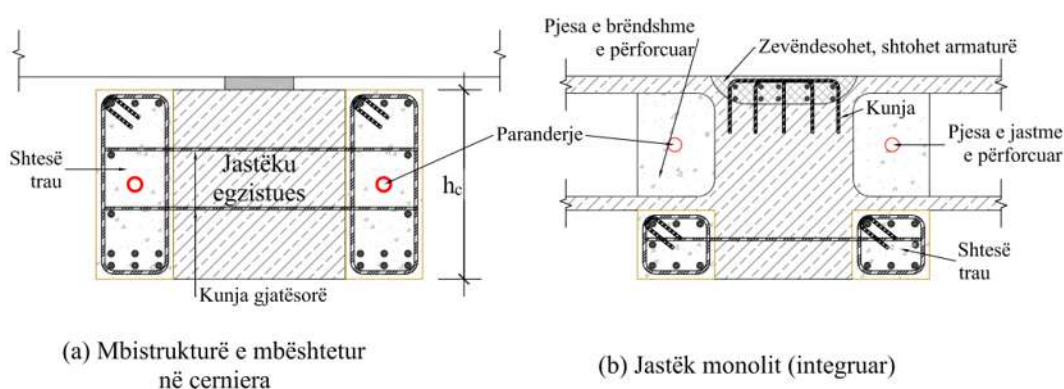


Fig. 4-16 Detaje të përforcimit të jastëkut

Një mënyrë alternative (ose suplementare) është parasforcimi i jastëkut. Kavot e parasforcimit mund të jenë brenda këmbës së shtuar betonarme ose jashtë tyre. Në rastin e parasforcimit nga jashtë, duhet të merren masa për mbrojtjen e kavove ndaj agjentëve atmosferikë.

Në rastin e jastëqeve të integruar me mbistrukturën, zgjidhja është më e vështirë për shkak të kufizimeve fizike që vijnë nga lidhja me mbistrukturën. Në këtë rast mund të bëhet rritje e përmasave poshtë jastëkut dhe sipër tij, duke shtuar edhe armaturën e nevojshme për të rritur kapacitetin në përkulje. Kjo shkakton ndërprerje të trafikut në urë.

B) Rezistenca në prerje

Rritja e përmasave të jastëkut dhe parasforcimi mund të shfrytëzohen edhe për rritjen e aftësisë mbajtëse në prerje.

Edhe përdorimi i materialeve kompozite është një mundësi e mirë e rritjes së aftësisë mbajtëse në prerje. Përdorimi i këtyre materialeve do ishte më i efektshëm në rastet kur shtresa kompozite mund të veshë jastëkun plotësisht (pra edhe në pjesën e sipërme dhe në pjesët anësore). Në të kundërt duhet të merren masa të posatshme për lidhjen e mirë të shtresës kompozite me jastëkun.

C) Rezistenca në përdredhje

Rritja e rezistencës në përdredhje kërkon vendosjen e stafave të mbyllura të pashkëputura, e rrjedhimisht këmishim të të gjithë prerjes tërthore (gjë që mund të mos jetë gjithmonë e mundur). Edhe përdorimi i materialeve kompozitë është i mundur, me kushtin që veshja të jetë e plotë ashtu si edhe për rastin me stafa.

4.4 Masat e riaftësimit për themelet

Studime mbi koston efektive të masave të riaftësimit për themelet janë ende duke u zhvilluar dhe testuar. Megjithatë ekzistojnë disa përvoja në terren sidomos për themelet e veçuar (plintat).

Kur komponentët përbërës të themelit përforcohen sipas masave të caktuara të riaftësimit, nuk duhen lënë mënjane asnjëherë të dhënat gjeologjike dhe gjeoteknike. Analiza dhe projektimi që i bëhet themelit duhet të marrë parasysh të gjitha mënyrat e mundshme të shkatërrimit. Duhet patur parasysh se përdorimi i një sistemi antisizmik, si p.sh. me izolatorë sizmikë, mund të jetë një alternativë e pranueshme kundrejt teknikave të paraqitura në këtë paragraf. Gjithashtu duhet përmendur se zgjidhja optimale e riaftësimit është një kombinim i dy strategjive, sidomos kur izolatorët nuk mund të ulin kërkesën sizmike deri në një nivel të pranueshëm.

4.4.1 Plintat

Gjate një tërmeti, në themel mund të vërehen plasaritje nga përkulja, gjë që mund të sjellë prishjen e ankorimit të shufrave gjatësore të kolonave. Ky kusht është zakonisht i rëndësishëm kur një kolonë e vetme mbështetet në plint. Mangësi të tjera që hasen janë aftësia mbajtëse e pamjaftueshme në prerje, ankorimi i pamjaftueshëm i shufrave gjatësore të kolonave, kapaciteti i pilave dhe rezistenca në përmbysje. Deri me sot nuk ka rezultate eksperimentale për vlerësimin e teknikave të riaftësimit të plintave dhe projektimi është i bazuar kryesisht në konsiderata teorike.

4.4.1.1 Përkulja

Plintat që kanë lidhje elastike me pilat kanë më shumë premisa për të patur mangësi në përkulje, si rezultat i mungesës së shufrave të sipërme. Shufrat e poshtme gjithashtu mund të jenë të pamjaftueshme, sidomos në pilat e gjera ku shufrat më të larguara nga kolonat kanë gjasa të mos jenë efektive. Masat e riaftësimit për të rritur aftësinë mbajtëse në përkulje mund të përfshijnë një veshje prej betoni të armuar (Fig. 4-19). Shufrat e sipërme duhen të vendosen në mënyrë të tillë që pjesa më e madhe e tyre të jenë në një distance h_f nga faqja e kolonës, ku h_f është thellësia e plintave. Lidhja e betonit ekzistues me betonin e ri duhet të jetë e aftë të bëjë transferimin e forcave prerëse në bazament duke përdorur një koeficient fërkimi $\mu=0.1$. Kjo supozon që sipërfaqja e plintave ekzistuese është më e ashpër se betoni i ri. N.q.s. këto masa do të përdoren edhe për të rritur aftësinë mbajtëse kundrejt forcës prerëse, atëherë ato do duhet të kalojnë nëpër të gjithë thellësinë e bazamentit dhe të ankorohen në mënyrën e duhur.

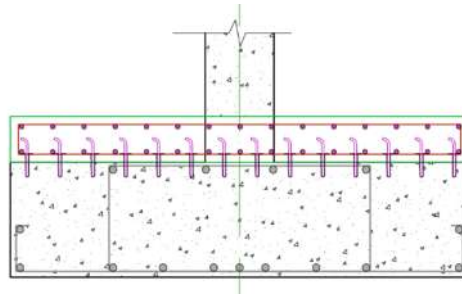


Fig. 4-17 Masa të riaftësimit të themeleve të veçuar kundrejt përkuļjes

Rritja e thellësisë së plintave sjell edhe rritjen e momentit pozitiv si rezultat i rritjes së seksionit tërthor. Nëse kjo është e pamjaftueshme, atëherë shtohen edhe shufra në pjesën e poshtme të plintave.

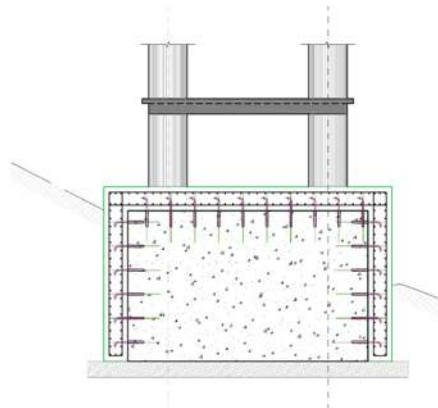


Fig. 4-18 Masa të riaftësimit me shtesë perimetrale betonarme

4.4.1.2 Forca prerëse

Masat e riaftësimit që lidhen me dëmtimet në plinta si pasojë e forcës prerëse janë shumë të komplikuar. Megjithatë, në shumë raste, rezultatja e forcave prerëse të shkaktuara nga sforcimet shtypëse të kolonës dhe themelit mund (shpimi i plintit) të përballohet nga diagonalja e bjellave të shtypura dhe tirantët prej çeliku që përbëhen nga armatura punuese e plintit.

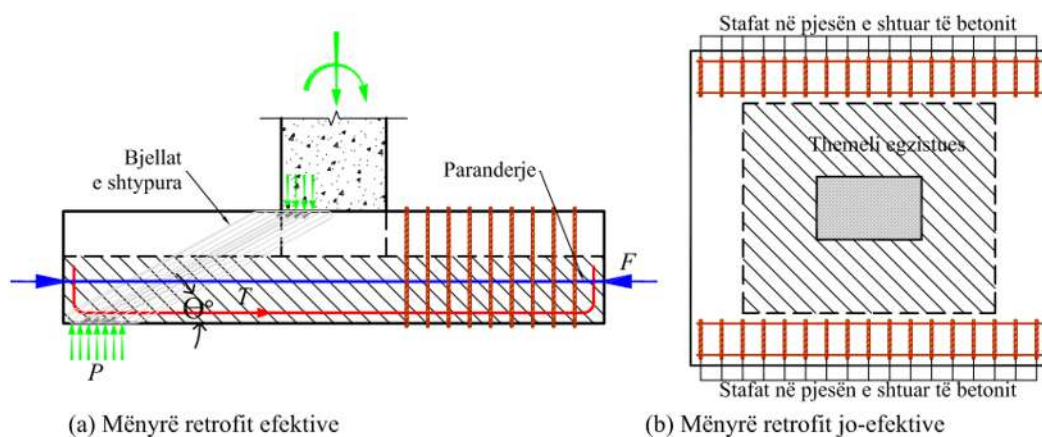


Fig. 4-19 Masa të riaftësimit kundrejt forcës prerëse

N.q.s. këndi θ i bjellave të shtypura është më pak se 30° , ose n.q.s. shufrat e poshtme janë të ankoruara në mënyrë të papërshtatshme, atëherë aftësia mbajtëse në prerje mund të rritet nëse rrisim thellësinë e plintave ose ankorojmë shufra vertikale (mundësisht të paranderura).

Shtimi i shufrave në një pjesë të re të plintit të zgjeruar, siç tregohet në Fig. 4-19 (b) nuk është një mënyrë efektive.

4.4.1.3 Forca prerëse në nyje

Konsideratat teorike dhe të dhënat nga provat që janë kryer tregojnë se nyjat plint-kolonë mund të kenë mangësi kundrejt forcës prerëse. Aftësia mbajtëse në prerje në këto nyja mund të përmirësohet me metodat e sipërpërmendura (paragrafët 4.4.1.2 dhe 2.3.3.5). Për të qenë sa më efektive, përforcimet e këtij lloji, me shufra çeliku shtesë duhet të vendosen afër faqeve të kolonave ose ndërmjet rezultanteve të sforcimeve shtypëse ose tërheqëse të kolonës. Testimi është i nevojshëm për të verifikuar efektivitetin e masave të ndryshme të riaftësimit.

4.4.1.4 Ankorimi i shufrave të kolonave

Nuk është e pazakonte që shufrat e kolonave të mos ankorohen mjaftueshëm në plinta. Edhe n.q.s. gjatësia e ankorimit plotësohet sipas kushteve, nëse shufrat e kolonës nuk shtrihen deri tek shufrat e poshtme të plintave mund të ngrihen dyshime lidhur me ankorimin e mjaftueshëm të këtyre shufrave. Kjo, sepse nuk ka vazhdimësi të transmetimit të forcave T_c që vijnë nga kolona dhe shufrave të plintave me forcë T_f . Në këtë rast mund të ketë plasaritje e më pas shkatërrim nga forca prerëse.

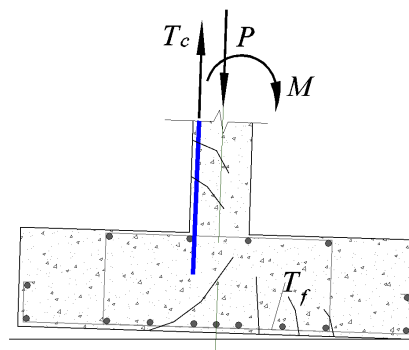


Fig. 4-20 Ankorimi i pamjaftueshëm i shufrave gjatësore të kolonave në themel

Teknikat e riaftësimit për këtë lloj problemi janë mjaft të vështira. Rritja e thellësisë së plintit me një mbulesë betonarme mund të përmirësojë kapacitetin por nuk zgjidh problemin e vazhdimësisë së forcave në tërheqje. Megjithatë, nëse zbatimi i teknikës shoqërohet me prova të mjaftueshme, mund të arrihen rezultate të pranueshme edhe për këtë lloj problemi në themelet e urave.

4.5 **Literatura**

- [1] Priestley, M. J. N, Seible F, Calvi G. M. - “Seismic design and retrofit of bridges” John Wiley & Sons 1996
- [2] Buckle I., Friedland I., Mander J., Martin G., Nutt R., Power M, (U.S Department of Transportation- Federal Highway Administration) - “Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges”, 2006
- [3] Pinto P.E., Franchin P., Lupoi A. - “Valutazione e Consolidamento Sismico dei Ponti Esistenti” IUSS Press, 2009

5 Kapitulli V – Ura e Kukësit në Drinin e Zi

5.1 Të përgjithshme

Ura e Kukësit në Drinin e Zi është një urë me rëndësi shumë të lartë. Veçanërisht, rëndësia e kësaj ure është rritur me ndërtimin e rrugës së re Durrës – Kukës, gjë që ka sjellë rritje të menjëhershme të trafikut që kalon në këtë urë.



Fig. 5-1 Pamje satelitore e pozicionit të urës së Kukësit (Google Earth)

Në Fig. 5-1 tregohet ura në një pamje satelitore (*Google Earth*), nga ku duket se ajo është e vetmja që lidh qytetin e Kukësit me pjesën tjetër të Shqipërisë më në jug dhe perëndim. Ura është e një rëndësie kritike edhe për trafikun ndërkombëtar, pasi lidhja me Kosovën realizohet nëpërmjet saj, e rrugët alternative janë të pakta dhe në kushte të këqija.



Fig. 5-2 Pamje e urës së Kukësit në stinë të thatë, gjatë kalimit të një mjeti me tonazh të rëndë

Fig. 5-2 tregon urën në një stinë të thatë, ku niveli i ujit të lumit është i ulët. Një foto tjetër, ajo e Fig. 5-3 paraqet të njëjtën urë, në një stinë të lagësht, ku duket se nënstruktura është pothuajse e mbuluar nga uji.



Fig. 5-3 Pamje e urës së Kukësit me nivel të lartë të ujërave të lumit (A. Lako, 2013)

Kjo urë është projektuar në vitin 1974 (rreth 40 vjet më parë), në një projekt të Institutit të Studimeve-Projekttimeve të asaj kohe. Projekti origjinal përmban në fakt dy ura të rëndësishme të qytetit të Kukësit, atë të Drinit të Zi dhe atë të Drinit të Bardhë, të dyja të ngjashme nga pikëpamja strukturore. Ky kapitull fokusohet në urën mbi Drinin e Zi, si një urë pjesë përbërëse e një aksi mjaft të rëndësishëm kombëtar dhe rajonal.

Varianti fitues i urës në fjalë u përzgjedh ndër variantet e tjera të propozuara si më i përshtatshmi nga ana tekniko-ekonomike. Ndër variantet e tjera të projekt-idesë (viti 1974) ishin edhe zgjidhjet:

- me mbistrukturë tip tra i vazhduar me tri hapësira drite e dy pila;
- me pesë hapësira dritë e 6 pila të baraslarguara nga 40m;
- me katër hapësira dritë e 4 pila të baraslarguara nga 50m.

Deri më sot, ura ka përballuar me sukses trafikun dhe ngarkesat sizmike, megjithatë, ajo nuk është provuar në situata të projektimit ekstreme, siç do ishin p.sh. rastet e një tërmeti me shpejtim të trullit të krahasueshëm me shpejtimin projektues.

5.2 Materialet dhe skema strukturore

5.2.1 Materialet

Mbistruktura, kolonat dhe pjesët e tjera përbërëse të pilave janë projektuar me beton M-300 dhe çelik të klasës ST-3 me sforcim rrjedhshmërie deri në $240MPa$. Themelet janë projektuar me beton M-170 dhe çelik ST-3. Për trarët e parapërgatitur është përdorur çelik ST-5, me sforcim rrjedhshmërie maksimalisht $280MPa$.

Duhet thënë se, nisur nga dokumentacioni i disponueshëm, në kohën e ndërtimit të urës janë marrë masa rigoroze të kontrollit të cilësisë me qëllim respektimin e karakteristikave të rezistencës së materialeve. Megjithatë, në krahasim me kushtet e sotme të zhvillimi të teknologjisë, çeliku ST-3 dhe ST-5 paraqet karakteristika të ulëta të rezistencës.

Për çeliquet e butë si ST-3, sipas literaturës së kohës, deformimet mund të shkojnë deri në 25% në fazën e këputjes, gjë që është veçori e kënaqshme lidhur me duktilitetin. Gjithsesi,

duhet theksuar se mungojnë të dhëna të sakta për sjelljen plastike të çelikut të përdorur në urën e Kukësit.

Xhuntimet e shufrave të çelikut janë realizuar kryesisht me saldim, gjë që vë në dyshim kapacitetet duktile të seksioneve betonarme. Gjithsesi, është treguar kujdes në pozicionimin e xhuntimeve larg zonave me potencial për krijimin e çernierave plastike.

5.2.2 Mbistruktura

Mbistruktura e urës është e tipit “tra i vazhduar tip Gerber”. Trarët kryesorë kanë konsola të fuqishëm në të cilët mbështeten trarë dytësorë. Këta të fundit janë trarë “T” të lidhur me diafragma në drejtimin tërthor. Në figurën e mëposhtme paraqitet një prerje skematike e trarëve dytësorë.

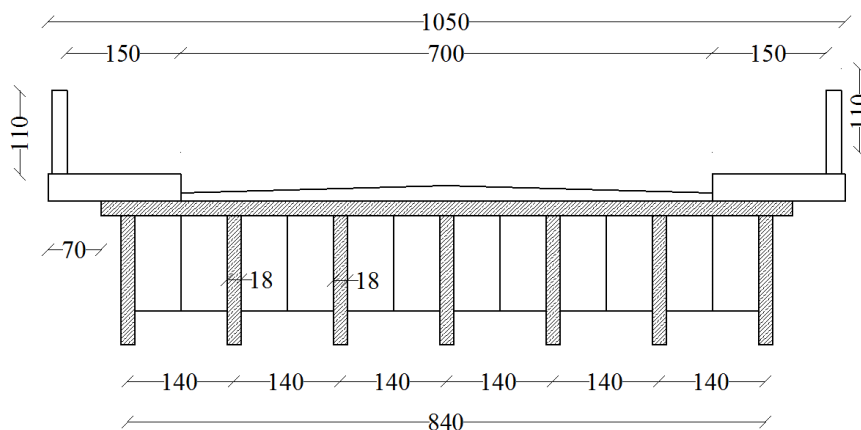


Fig. 5-4 Prerje tërthore skematike e mbistrukturës dytësore

Pjesa dytësore mbështetet në konsola nëpërmjet çernierave të lëvizshme dhe të palëvizshme. Çernierat e lëvizshme (Fig. 5-5) janë ndërtuar me pllaka dhe disqe metalike. Lartësia e çernierave është 300mm dhe hapësira e lirë për zhvendosje të pjesëve kundrejt njëra tjetrës është 13.5cm por që kufizohet nga dimensionet e trarëve në një fugë prej vetëm 6cm.

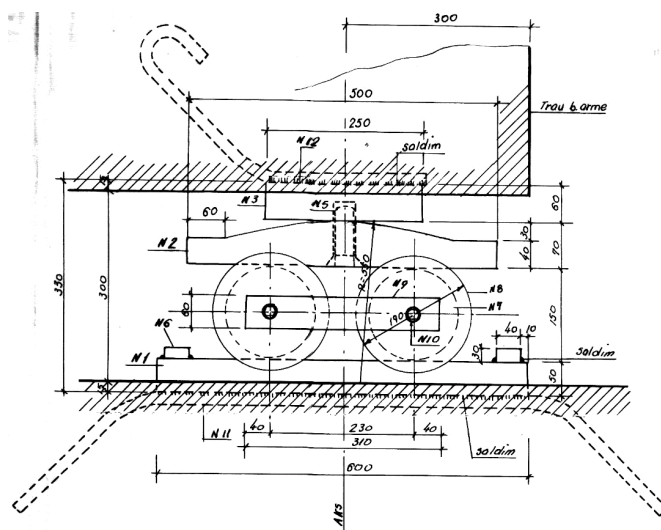


Fig. 5-5 Pamje e çernierave të lëvizshme

Pllakat metalike janë fiksuar nëpërmjet ganxhave që futen në beton. Pjesët metalike të palëvizshme janë të salduara ndërmjet tyre.

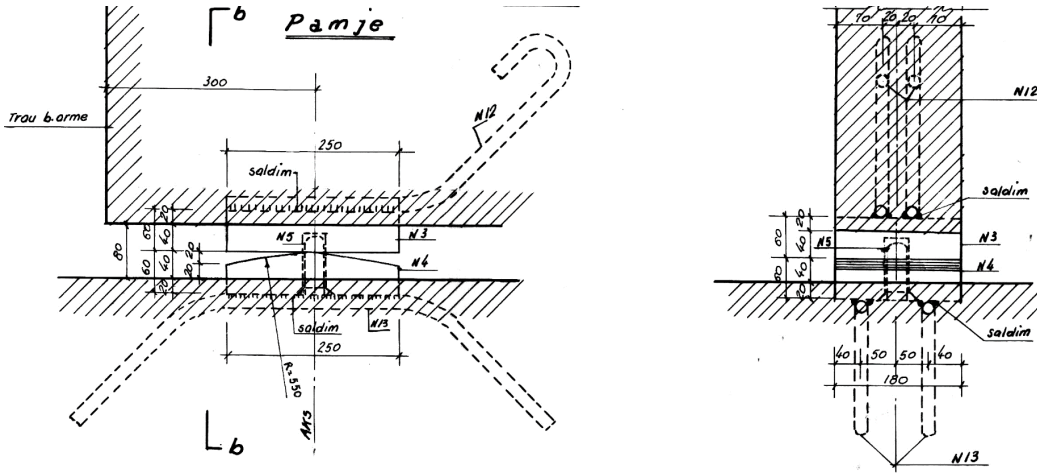


Fig. 5-6 Pamje e çernierave të palëvizshme

Çernierat e palëvizshme (Fig. 5-6) kanë një lartësi të përgjithshme prej vetëm 80mm dhe përbëhen nga pllaka metalike dhe kunja. Pllaka e poshtme metalike është e kurbëzuar, duke lejuar rrotullimin e lirë të nyjës.

Çernierat janë shpërndarë në mënyrë të tillë që gjithë trarët dytësorë të skemës të jenë trarë të thjeshtë të mbështetur lirisht (çernierë fikse – çernierë e lëvizshme).

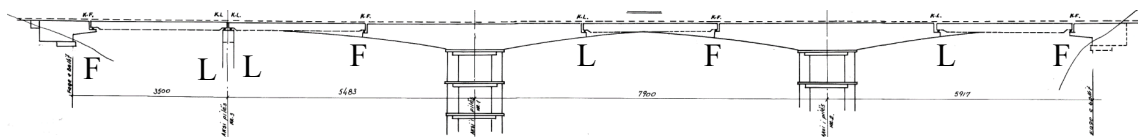


Fig. 5-7 Shpërndarja e çernierave në strukturë (F-fikse, L-e lëvizshme)

Trarët kryesorë të mbistrukturës janë me lartësi të ndryshueshme nga 5m pranë mbështetjeve në pila e deri në 2m pranë mbështetjeve të trarëve dytësorë. Prerja tërthore është e tipit “kuti” me disa “dhoma” siç tregohet në figurën e mëposhtme.

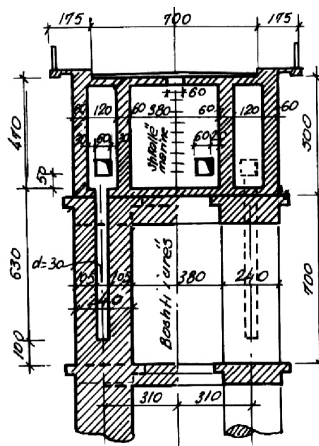


Fig. 5-8 Gjysmë prerje tërthore gjysmë pamje e trarëve kryesorë dhe mbështetjes në pila



Fig. 5-9 Foto e mbështetjes së trarëve dytësorë në konsola (A. Lako, 2013)

5.2.3 Nënstruktura

Nënstruktura përbëhet nga tri pila të përbëra, dy prej të cilave konsistojnë në grupim katër kolonash rrethore me lidhje tërthore në gjatësi, ndërsa një pilë tjetër është e tipit ramë me dy kolona në drejtimin tërthor të urës. Pilat rrethore kanë diametër 240cm dhe janë armuar me 66 shufra me diametër 36mm, përveç zonave të ankorimit në themel (7m) dhe 14 metrave të sipërm (pranë mbistrukturës), ku armimi konsiston në 88 shufra me diametër 36mm.

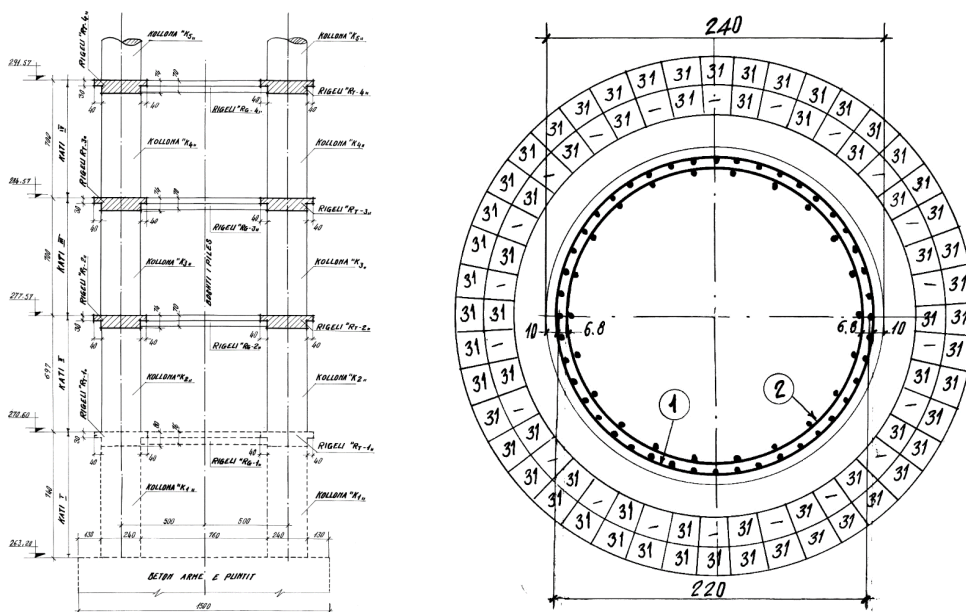


Fig. 5-10 Pamje e pilës dhe prerje tërthore e një kolone me diametër 240cm, me 66 shufra $\Phi 36$ gjithsej

Lidhjet tërthore mes kolonave janë realizuar nëpërmjet elementëve me seksion T me lartësi 76cm, gjerësi të pllakës 320cm, trashësi të pllakës 30cm dhe trashësi të murit 240cm, siç tregohet në Fig. 5-11.

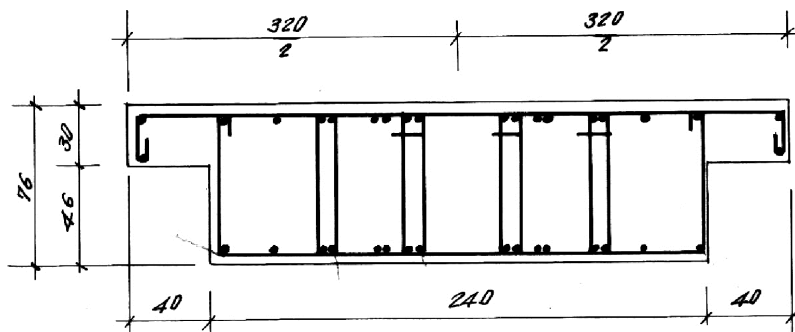


Fig. 5-11 Prerje tërthore e elementëve lidhës të kolonave

Ballnat e urës, në të cilët mbështeten elementët dytësorë, janë të tipit “me konsola” dhe kundërpeshë (Fig. 5-12 dhe Fig. 5-13).

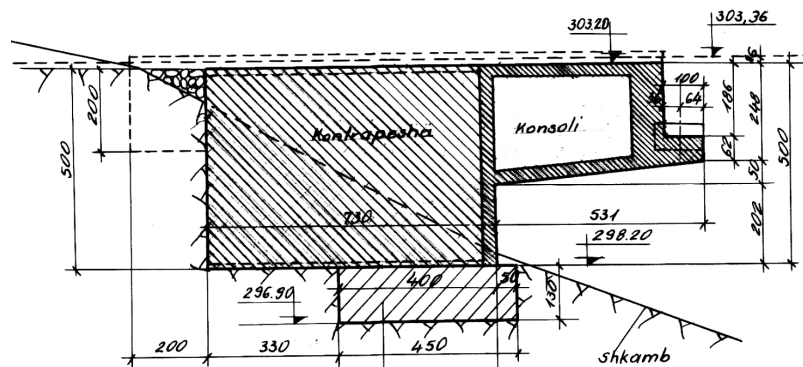


Fig. 5-12 Prerje e ballit me konsola dhe kundërpeshë



Fig. 5-13 Foto e pjesës së dukshme të ballit nga ana e qytetit të Kukësit (A. Lako, 2013)

Themelet e pilave janë masive, me përmasa $15 \times 14 \times 9.2m$, me mbështetje direkte në bazament.

Sipas këtij studimi, shpejtimi maksimal referencë i truallit është 0.212g. Me qëllim llogaritjen e S_{D1} në përputhje me “Manualin e Riaftësimit Sizmik të Strukturave të Rrugëve Automobilistike”, vlejné arsyetimet e mëposhtme:

S_{D1} është vlera spektrale për $T=1s$, e cila përfshin efektet gjeoteknike, për periudhë rikthimi të tërmetit 1000 vjet. Vlera a_{gR} e marrë nga harta e mësipërme duhet korrigjuar për periudhë rikthimi 1000 vjet (shih paragrafin 3.1.1):

$$a_g = \gamma_I a_{gR} = (T_{LR}/T_L)^{-1/k} a_{gR} = (475/1000)^{-1/3} 0.212g = 0.2717g \quad Ek - 5-1$$

Vlera spektrale për $T=1s$, është:

$S_{D1} = S_e(T=1) = a_g S \eta 2.5 (T_C / T) = 0.2717g \times 1 \times 1 \times 2.5 \times (0.4 / 1) = 0.2717g$ (për spektër të tipit të parë, trualli Tipi A sipas Eurokodeve);

$S_{D1} = S_e(T=1) = a_g S \eta 2.5 (T_C / T) = 0.2717g \times 1 \times 1 \times 2.5 \times (0.25 / 1) = 0.170g$ (për spektër të tipit të dytë, trualli Tipi A sipas Eurokodeve).

Në kushtet e mungesës së studimeve për tipin e spektrit në Shqipëri, për qëllime të këtij studimi do përdoret spektri i tipit të parë, i cili rezulton më e pafavorshëm për urën e Kukësit. Pra, do pranohet $S_{D1}=0.2717g$.

Për këtë rrezik sizmik, mbështetur në Tab. 2-2, niveli i rrezikut sizmik do pranohet SHL III (ose SHL II nëse do pranohet spektër të tipit të dytë). Më tej, nga Tab. 2-3 marrim klasifikimin e urës në kategorinë e riaftësimit sizmik SRC B.

Theksojmë këtu se, për llogaritjet e detajuara sipas EK, do të përdoret $\gamma_I=1.3$, siç rekomandohet në Pjesën e dytë të EK 8 për urat e rëndësisë së veçantë.

5.3.2 Vulnerabiliteti i urës

Duke u mbështetur në Fig. 2-8, më poshtë paraqiten të përmbledhura veprimet për vlerësimin e vulnerabilitetit të urës së Kukësit:

- V_1 (vulnerabiliteti i çernierave, lidhjeve dhe mbështetjeve)

Hapi I

Për shkak të skemës statikisht të caktuar, nuk mund të thuhet se ura ka “detaje konstruktive të mjaftueshme” për çernierat, për këtë arsye, V_1 do jetë i ndryshëm nga zero.

Hapi II

Megjithëse ura është klasifikuar SRC B, do supozohet se lidhjet tërthore janë të cenueshme në situatë sizmike, për shkak të detajeve konstruktive të tyre.

Shkalla e vulnerabilitetit V_T do vlerësohet me 5 për shkak të mundësisë së përmbysjes së çernierave në drejtimin tërthor, duke shkaktuar deformime mbetëse në strukturë, e veç kësaj, ky lloj dëmtimi do sillte ngarkesa dinamike mjaft të larta në majat e konsolave të urës, gjë që do e vendoste strukturën në pozita mjaft të pafavorshme.

Hapi III

Meqenëse kemi të përdorura çerniera me pllaka metalike, vulnerabiliteti në drejtimin gjatësor do vlerësohet me $V_L=10$.

Hapi IV:

Përfundimisht do marrim $V_1=\max(V_T, V_L)=10$.

- V_2 (vulnerabiliteti i kolonave, ballnave dhe potenciali i lëngëzimit)

Për urat e kategorisë SRC B, siç u klasifikua ura e Kukësit në Drinin e Zi, faktori CVR (i vulnerabilitetit të kolonave) vlerësohet me zero.

Për ballnat, AVR vlerësohet me 0 sepse ulja e parashikuar e dherave është më e vogël se vlera kufitare prej 150mm (2% e lartësisë së mbushjes është rreth 140mm, shih paragrafin 2.4.1).

Për vlerësimin e faktorit të lëngëzimit LVR, duhet patur parasysh që predispozita e dherave për lëngëzim është e vogël (nga të dhënat e disponueshme gjeologjike). Edhe pse rreziku sizmik është relativisht i lartë, potenciali i lëngëzimit vlerësohet si i vogël dhe vlerësohet me LVR 0.

Si përfundim, V_2 merret me shumën e CVR, AVR dhe LVR, pra $V_2=0+0+0=0$.

Vulnerabiliteti i urës merret si vlera më e madhe ndërmjet V_1 dhe V_2 , konkretisht $V=10$.

5.3.3 Rreziku sizmik (për qëllime vlerësimi – E)

Për qëllime vlerësimi paraprak, ashtu siç është përshkruar në paragrafin 2.4.1, rreziku sizmik shkallëzohet për t'u bërë i krahasueshëm me vulnerabilitetin. Kështu, $E=10S_{D1}=2.717$.

5.3.4 Treguesi i prioritetit P

Treguesi i prioritetit llogaritet në funksion të rangut të urës, $R=V \times E = 10 \times 2.717 = 27.17$ dhe faktorëve të tjerë si ata jo-sizmikë, rrjeti rrugor etj. Duhet patur parasysh që R merr vlera nga 0 në 100, e siç u tregua më parë, urat duhet të renditen sipas R dhe faktorëve të tjerë (O), pra sipas treguesve të prioritetit (P).

5.3.5 Përfundime të vlerësimit paraprak

Pavarësisht se në këtë studim nuk kemi një renditje të të gjitha urave në Shqipëri sipas treguesit P, mund të themi se komponenti teknik i këtij treguesi është relativisht i ulët, por nga ana tjetër, faktorët “O” janë të lartë, gjë që e bëjnë të domosdoshëm studimin e hollësishëm të kësaj ure. Duke gjykuar nga sa më lart, është e nevojshme që ura të studiohet në mënyrë të hollësishme me qëllim vlerësimin e kapacitetit të saj dhe marrjen e masave të riaftësimit nëse do rezultojnë të nevojshme.

Duke studiuar vlerësimet e mësipërme për vulnerabilitetin, e duke patur parasysh aspektet teorike të trajtuara në paragrafin 2.4.1, del si përfundim se riaftësimi i fokusuar në çerniera dhe mbështetje të tjera mund të jetë i mundur. Për këtë arsye, studimi do fokusohet fillimisht në problemet që lidhen me çernierat me synimin për të gjetur zgjidhje strukturore pa ndërhyrë në pjesët e tjera të strukturës, gjë që do ishte shumë e kushtueshme.

5.4 Modelimi i strukturës ekzistuese

5.4.1 Të përgjithshme

Ura u modelua 3D në programin CSI Sap2000 mbështetur në të dhënat e disponueshme të paraqitura në paragrafin 5.2.

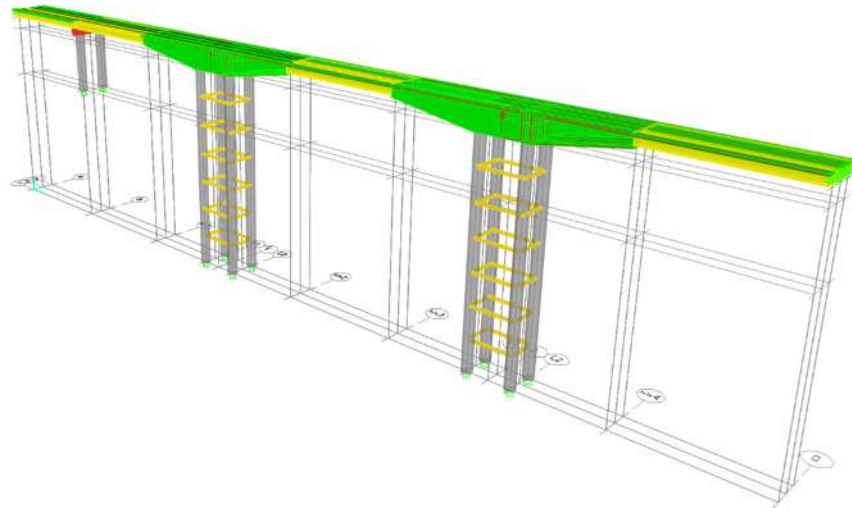


Fig. 5-15 Pamje 3D e modelit të urës së Kukësit

Veç modelit të paraqitur në Fig. 5-15, u përdorën edhe modele të tjerë që lehtësojnë llogaritjet dhe paraqitjen e rezultateve, kryesisht për analizat në fushën kohore dhe analizat statike jolineare. Detaje rreth tyre do paraqiten në paragrafët përkatës.

5.4.2 Modelimi i sjelljes së elementëve të veçantë lidhës

Modelimit të sjelljes së pajisjeve të mbështetjes (çernierave) iu kushtua një vëmendje e veçantë, për vetë faktin se vlerësimi paraprak tregoi se ato janë ndër “pikat e dobëta” të urës së Kukësit. Kështu, për një modelim sa më real të sjelljes, u përdorën elementë lidhës me sjellje multi-lineare, siç tregohet në Fig. 5-17.

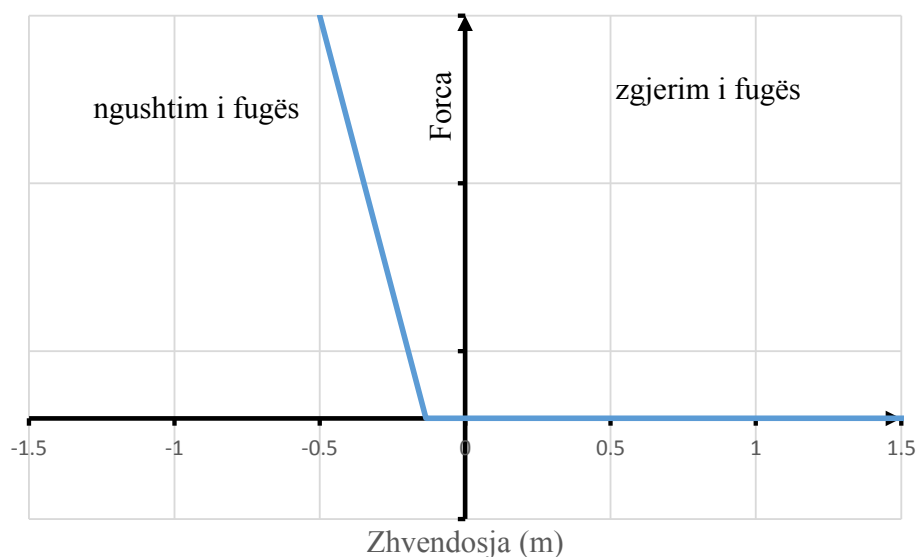


Fig. 5-16 Diagrama forcë-zhvendosje e elementëve që modelojnë sjelljen në fuga

Këta elementë, bëjnë të mundur që zgjerimi i fugës të mos pengohet (duke neglizhuar kufizueset), ndërsa ngushtimi i fugës të jetë i mundur deri në madhësinë 6cm, mbështetur në vizatimet strukturore origjinale dhe nga vëzhgimet në vend. Ngurtësia e elementit bëhet shumë e madhe në momentin që hapësira mbyllet me 6cm duke mos lejuar praktikisht deformime të mëtejshme, por duke i transmetuar një “goditje” pjesëve që bashkohen.

5.5 Format e lëkundjeve dhe analiza spektrale

5.5.1 Paraqitja e formave të lëkundjeve

Nga një analizë e formave të lëkundjeve, rezulton se forma e parë dhe e dytë e lëkundjeve i korrespondon lëvizjes translative të pilave në drejtimin gjatësor.

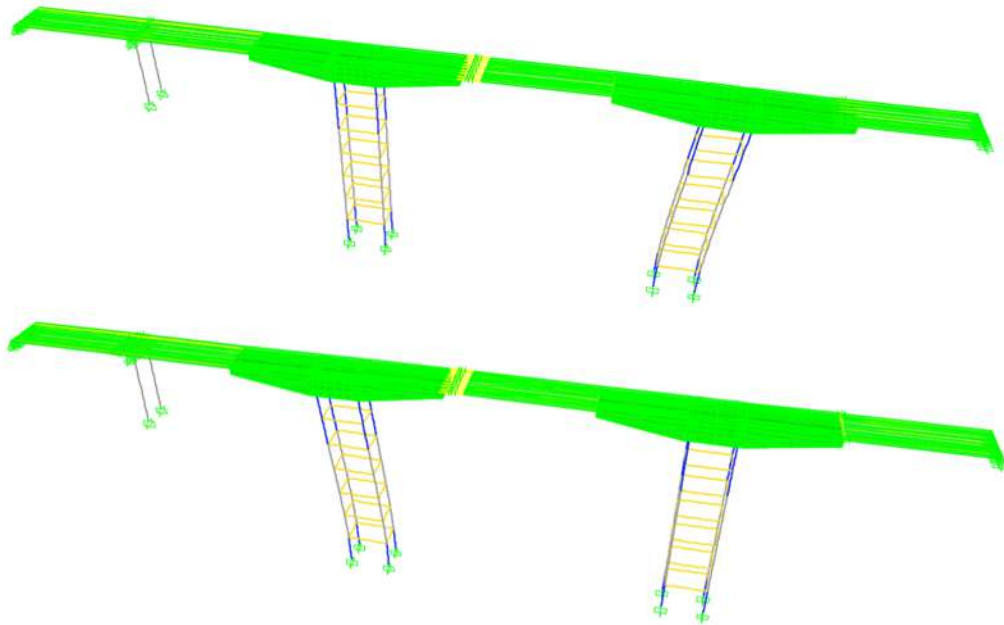


Fig. 5-17 Dy format e para e lëkundjeve, $T_1=2.346s$, $T_2=2.348s$

Forma e tretë e lëkundjeve i takon zhvendosjes translative në drejtimin tërthor të urës, siç paraqitet në Fig. 5-18.

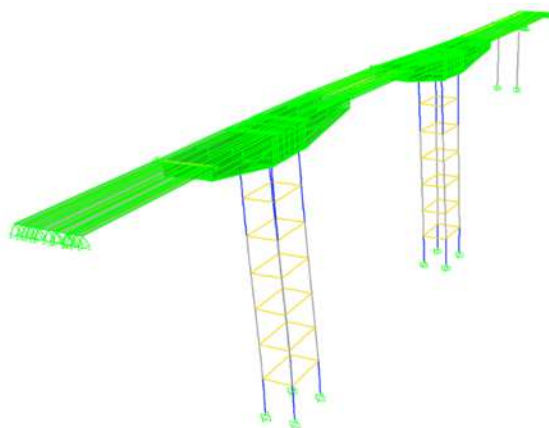


Fig. 5-18 Forma e tretë e lëkundjeve, $T_3=2.0s$

Figurat e mësipërme, konkretisht Fig. 5-17 dhe Fig. 5-18, paraqesin tri format e para të lëkundjeve vetjake të urës. Në mënyrë të përmblëdhur, për pesë format e para të lëkundjeve, të dhënat kryesore paraqiten në Tab. 5-1.

Tab. 5-1 Periodat për 5 format e para të lëkundjeve të urës

Forma	Perioda (sekonda)	Përshkrim
1	2.346	Lëvizje translativë e një pile, drejtimi gjatësor
2	2.348	Lëvizje translativë e një pile, drejtimi gjatësor
3	2.001	Lëvizje translativë në drejtimin tërthor (forma gjysmë gjatësie vale)
4	0.702	Lëvizje translativë në drejtimin tërthor (forma një gjatësi vale)
5	0.504	Lëvizje vertikale e konsolave në dy anë të pilës në drejtime të kundërta

Me qëllim që të plotësohen kushtet e kërkuara në EK-8 lidhur me pjesëmarrjen modale, analiza u realizua me 32 forma lëkundjesh, rezultatet për të cilat nuk janë paraqitur në Tab. 5-1.

5.5.2 Kërkesa sizmike në kohën e projektimit të urës dhe sipas Eurokodeve

5.5.2.1 Kërkesa sizmike në kohën e projektimit të urës

Në vitin 1974, kanë qenë në fuqi Kushtet Teknike KT-817-53 për ndërtimet antisizmike, datë 17.12.1953. Mbështetur në Raportin Teknik, Variantet e projektit, Reçensën dhe Vendimin për miratimin e projektit, thuhet se:

“ura është projektuar për intensitet sizmik VII ballë, duke pranuar sforcime të lejuara 30% më të mëdha”.

Nisur këto fakte, në vijim paraqiten llogaritjet për forcën sizmike sipas KT-817-53, sipas metodës dinamike. Sipas kësaj metode, ngarkesa e tërmetit në një pikë të çfarëdoshme “*k*” të strukturës ku është përqendruar masa m_k me peshë P_k përcaktohet me formulën:

$$S_k = K_1 \beta \eta_k P_k \quad Ek - 5-2$$

ku K_1 është koeficienti i tërmetit, i cili është 1/40 për intensitet sizmik VII ballë;

β është koeficienti dinamik që varet nga perioda e lëkundjeve të lira dhe llogaritet me formulën $\beta = 0.9 / T$, por jo më i vogël se 0.6 e jo më i madh se 3. Për objektet e larta e me përmasa të vogla në plan, si p.sh. pila e urës së Kukësit, ky koeficient rritet 1.5 herë;

η_k është koeficient që varet nga forma e lëkundjeve dhe pozicioni i masës m_k , që për sistemet me një shkallë lirie është i barabartë me 1.

Në një analizë të thjeshtuar do thuhej që për drejtimin tërthor të urës, pesha P_K duke marrë në konsideratë edhe peshën e ujit përreth pilave është llogaritur $P_K = 41\,447\text{ kN}$, e për periodë të lëkundjeve $T_Y = 2.0\text{ s}$ në drejtimin tërthor të urës, forca sizmike sipas KT-817-53 rezulton:

$$S_{kY} = (1/40) \times 0.675 \times 1 \times 41\,447 = 699.5\text{ kN} \quad \text{Ek - 5-3}$$

Në drejtimin gjatësor (dy pila), perioda bazë rezulton $T_X = 2.07\text{ s}$, ndërsa pesha është dyfish (pra, $82\,894\text{ kN}$). Për rrjedhojë, forca sizmike është:

$$S_{kX} = (1/40) \times 0.652 \times 1 \times 82\,894 = 1325.9\text{ kN} \quad \text{Ek - 5-4}$$

5.5.2.2 Kërkesa sizmike e sotme

Një analizë spektrale u zhvillua për urën e Kukësit mbi Drinin e Zi. Për realizimin e kësaj analize u ndoq procedura e propozuar në EK-8. U ndërtua spektri i reagimit, për truall të tipit A, për shpejtim $a_g = \gamma_1 a_{gR} = 1.3 \times 0.212g = 0.2756g$.

Theksojmë këtu se, në përputhje me Pjesën 2 të EK-8, faktori i rëndësisë së urës në fjalë është marrë $\gamma_1 = 1.3$, si një urë e rëndësishme për transportin dhe sigurinë e njerëzve në situata sizmike dhe post-sizmike.

Nisur nga materialet e përdorura në urë dhe nga koha e ndërtimit të saj, nuk mund të pretendohet për kapacitete të larta të shuarjes së energjisë në fazë plastike. Për këtë arsye, ura është konsideruar me sjellje të “kufizuar duktile”, duke bërë që faktori i sjelljes të jetë maksimumi $q=1.5$. Për këtë faktor sjellje dhe me të dhënat e mësipërme janë ndërtuar spektrat e reagimit të urës.

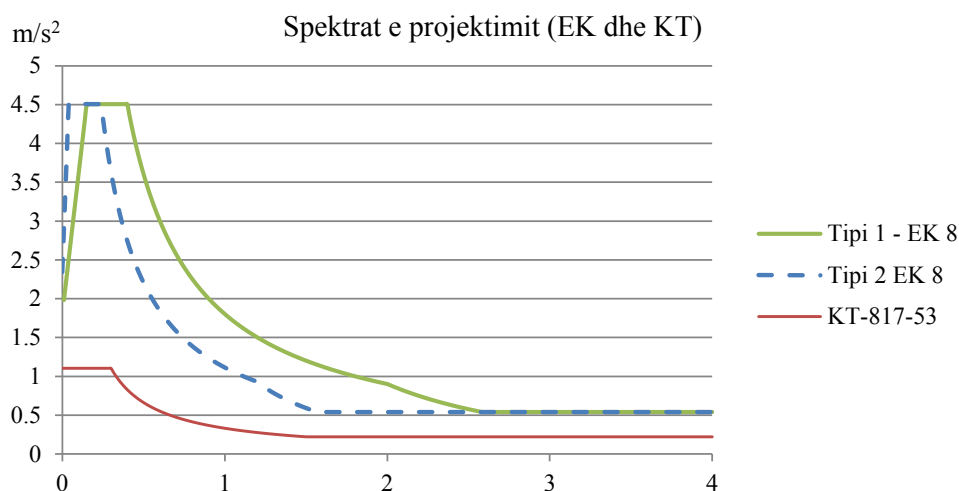


Fig. 5-19 Spektrat e projektimit të tipit 1 dhe 2 në truall A, sipas Eurokodeve dhe krahasimi me Kushtet Teknike KT-817-53

Duhet theksuar se vlerësimi i mësipërm i faktorit të sjelljes është bërë thjesht për qëllime krahasimi midis kërkesave të kohës së ndërtimit të urës dhe kërkesave të sotme.

Nga Fig. 5-19 mund të vërehet se për perioda të larta, siç është rasti i urës sonë, spektri i tipit të parë jep vlera më të larta të shpejtimeve. Megjithatë, në analizat në vijim do të përdoren të dy tipat e spektrave.

Duket qartë që kërkesa sizmike në kohën e projektimit të urës ka qenë mjaft e ulët në krahasim me kërkesat e sotme mbështetur në Eurokode.

5.5.3 Vëzhgime paraprake mbi reagimin e strukturës

Nga një vështrim i rezultateve të paraqitura në paragrafin 5.5.1 dhe të dhënave të tjera të paraqitura në paragrafët 5.1, 5.2 dhe 5.3, mund të nxirren këto përfundime paraprake:

- është e nevojshme që ura të studiohet për të verifikuar elementët e saj kundrejt ngarkesave të trafikut të sotëm;
- perioda bazë e strukturës është relativisht e lartë e për këtë arsye ura është larg zonës së rezonancës në situatë sizmike;
- nisur nga format e lëkundjeve, është domosdoshmëri studimi i mundësisë së shkaputjes së mbështetjes së trarëve dytësorë (të mbështetur lirisht).

Këto vëzhgime paraprake janë studiuar më në hollësi në paragrafët vijues.

5.6 Analiza për ngarkesa të lëvizshme

5.6.1 Të përgjithshme

Tashmë që ura është bërë pjesë e një aksi të rëndësishëm kombëtar dhe ndërkombëtar, e në kushtet kur Euronormat do jenë së shpejti pjesë e praktikës së projektimit në Shqipëri, është e nevojshme të kryhet një analizë e ngarkesave të lëvizshme sipas EK.

EK 1, Pjesa 2 (EN 1991-2) përshkruan ngarkesat e lëvizshme që duhen marrë në konsideratë në projektimin e urave. Gjithashtu, pjesa kaluese e urës ndahet në vija kalimi sipas rregullave të përshkruara. Konkretisht, ura e Kukësit do ndahej në 2 vija kalimi me gjerësi 3m secila dhe pjesa tjetër 1m e gjerë do emërtohej “pjesë mbetëse”, sipas figurës së mëposhtme.

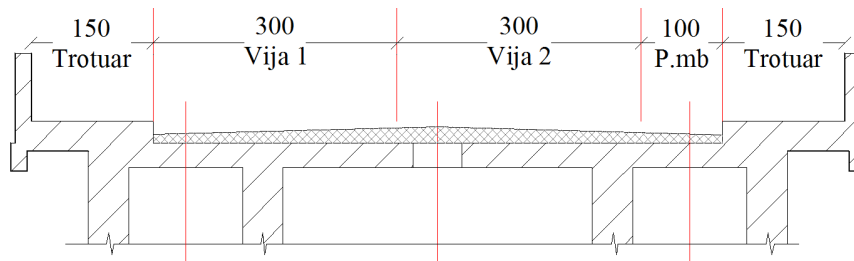


Fig. 5-20 Ndarja e pjesës kaluese në vija kalimi sipas EK

Duke bërë ndarjen e mësipërme të vijave të kalimit, ngarkesat mund të aplikohen sipas rregullave të EK. Ngarkesat e marra në konsideratë janë:

LM 1 – Ngarkesë pikësore në dy akse dhe ngarkesë uniformisht e shpërndarë, e aplikuar me reduktim në vijat 2 dhe pjesën mbetëse;

LM 2 – Ngarkesë pikësore në një aks të vetëm;

LM 3 – Grup mjetesh të veçanta;

LM 4 – Ngarkesë e turmës së njerëzve.

Të dhëna mbi secilin model ngarkimi jepen në EN 1991-2 (Pjesa 2 e EK 1).

5.6.2 Rezultatet e analizës me ngarkesa të lëvizshme

Nga analiza me ngarkesa të lëvizshme, janë nxjerrë vijat influente të mëposhtme, për momentet përkulëse dhe forcat prerëse në trarët dytësorë si dhe vijat influente të forcave normale dhe momentit përkulës në një nga kolonat e urës.

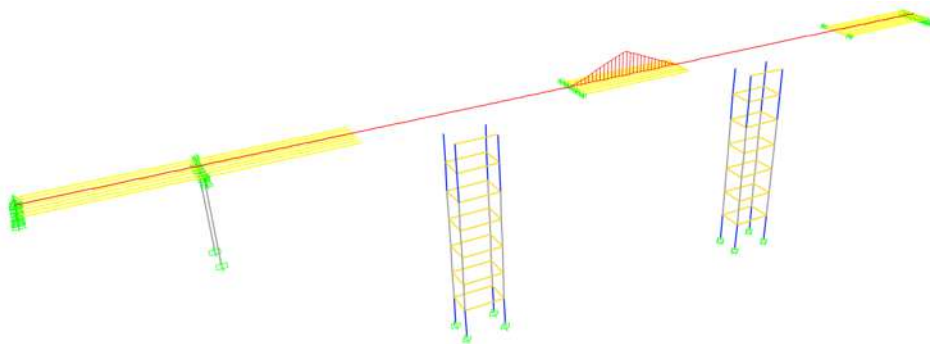


Fig. 5-21 Vija influente e momentit përkulës në mes të hapësirës të trarëve dytësorë

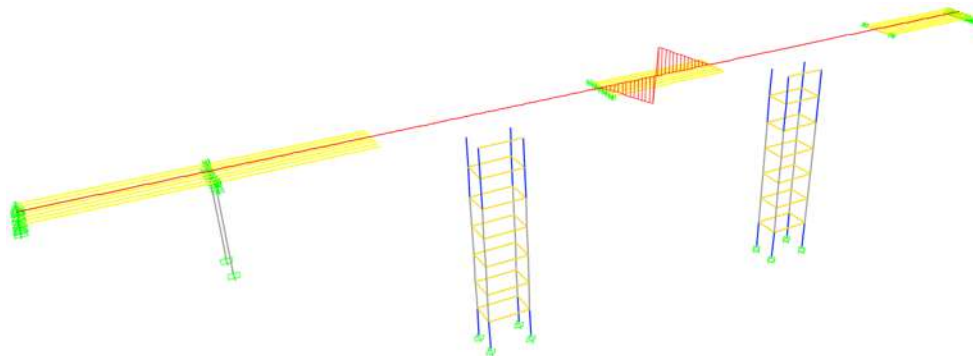


Fig. 5-22 Vija influente e forcës prerëse në mbështetje të trarëve dytësorë të urës

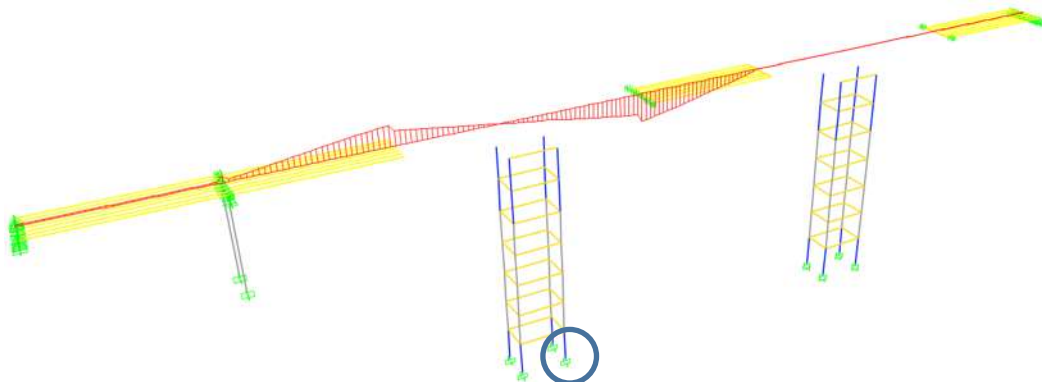


Fig. 5-23 Vija influente e forcës normale në një nga kolonat e urës (kolona në rreth)

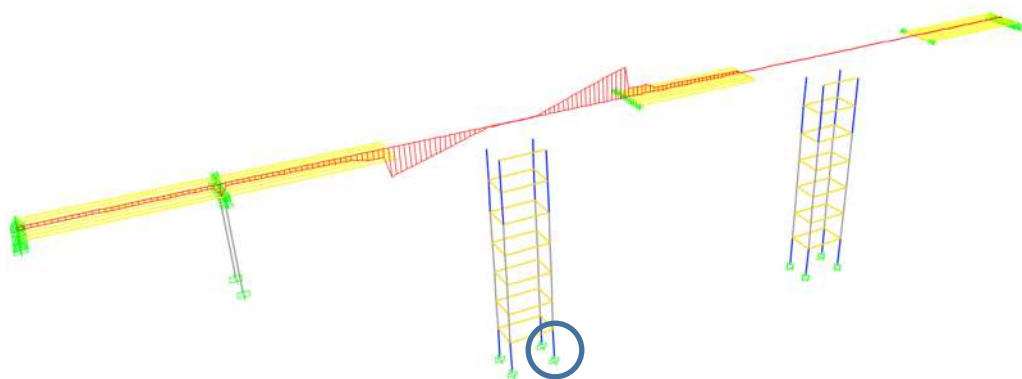


Fig. 5-24 Vija influente e momentit përkulës në një nga kolonat e urës (kolona në rreth)

5.6.3 Llogaritja e trarëve dytësorë

5.6.3.1 Forcat e brendshme

Llogaritjet e përgjithshme me ndihmën e programit SAP2000 treguan se kolonat dhe trarët kryesorë janë me rezervë sigurie në rastin e ngarkimit me ngarkesa të lëvizshme. Për këtë arsye, llogaritjet do përqendrohen në verifikimin e aftësisë mbajtëse të trarëve dytësorë. Më poshtë paraqitet diagrama mbështjellëse e vlerave projektuese të momenteve përkulëse në tra në rastin e ngarkesave të trafikut (pra, vlerat e diagramës janë vlera që vijnë nga kombinimi i ngarkesave duke përdorur faktorët pjesorë të EK).

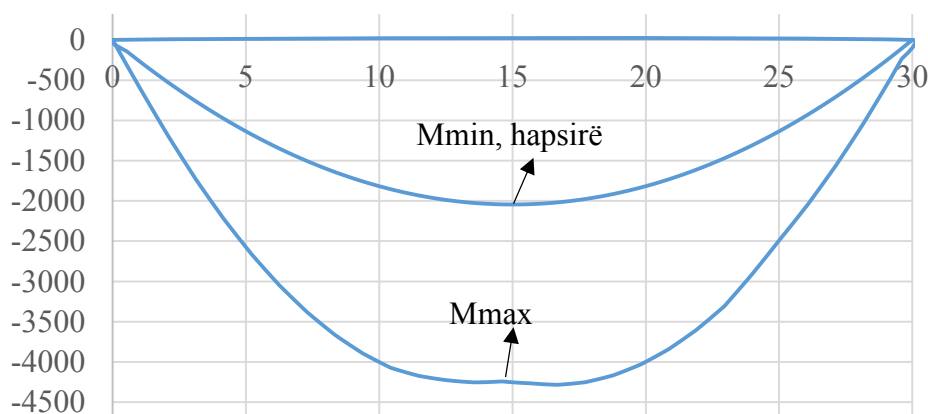


Fig. 5-25 Diagrama mbështjellëse e vlerave projektuese të momenteve përkulëse në trarët dytësorë të shkaktuara nga trafiku (ordinatat në kNm)

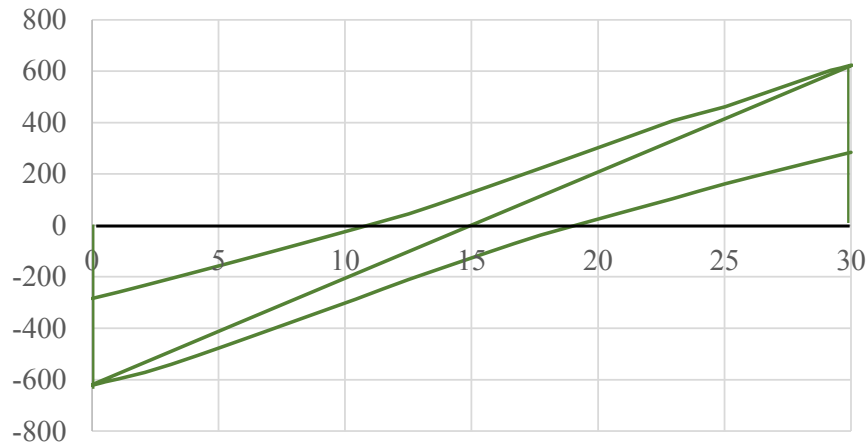


Fig. 5-26 Diagrama mbështjellëse e vlerave projektuese të forcave prerëse në trarët dytësorë të shkaktuara nga trafiku (ordinatat në kN)

Nga diagramat e Fig. 5-25 dhe Fig. 5-26 merren vlerat projektuese:

$$M_{Ed} = 4284 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = 622 \text{ kN}.$$

Seksioni llogaritës paraqitet në Fig. 5-34, me lartësi $h=1.9m$, gjerësi të pllakës $b_f=1.39m$, lartësi të pllakës $h_{f,mes} = 0.12m$ dhe gjerësi të murit $b=0.18m$. Lartësia e dobishme është $d=1.731m$.

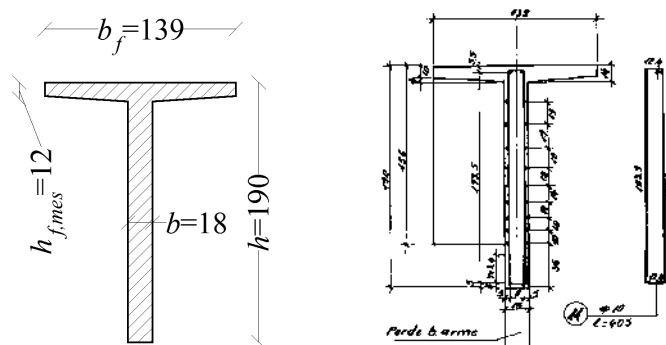


Fig. 5-27 Seksioni llogaritës i trarëve dytësorë të urës (përmasat cm) dhe armimi sipas projektit original

Për këta trarë është përdorur çelik ST-5 (i cili ka sforcim të rrjedhshmërisë të barabartë me 2800 kg/cm^2 ose afërsisht 280 MPa , referuar literaturës së kohës) dhe beton M-350 (rezistenca kubike 35 MPa , e ajo cilindrike afërsisht 28 MPa). Trarët kanë armaturë gjatësore $16\emptyset 32$, me një sipërfaqe $A_s = 128.7 \text{ cm}^2$.

5.6.3.2 Kontrolli në përkulje

Për të gjetur momentin maksimal që është i aftë të rezistojë seksioni i Fig. 5-27, supozohet fillimisht se armatura e tërhequr e arrin rrjedhshmërinë dhe se aksi neutral bie në pllakë. Me supozimin e mësipërm, për ekuilibër të forcave do kemi $F_{cc} = F_{st}$ (ku F_{cc} forca që mban betoni i shtypur dhe F_{st} forca që i takon armaturës së tërhequr). Barazimi i mësipërm mund të shprehet:

$$0.567 f_{ck} b_f s = 0.87 f_{yk} A_s$$

Ek - 5-5

prej nga ku nxirret barazimi $s = 0.87 f_{yk} A_s / 0.567 f_{ck} b_f = 113.6 \text{ mm}$.

Madhësia “s” rezulton më e vogël se lartësia e pllakës, e për këtë arsye seksioni llogaritet mund të merret drejtkëndor i plotë ($b_f \times h$).

Krahu i forcave të brendshme llogaritet si $z = d - s/2 = 1731 - 113.6/2 = 1678.2 \text{ mm}$. Si përfundim, momenti maksimal që mund të përballojë seksioni llogaritet nga shuma e momenteve kundrejt qendrës së gravitetit të armaturës së tërhequr:

$$M = F_{cc} \times z = 0.567 \times f_{ck} \times b_f \times s \times z = 0.567 \times 28 \times 1390 \times 113.6 \times 1678.2 \times 0.001^2 = 5248 \text{ kNm}.$$

Ek - 5-6

Vihet re nga përmbledhja e bërë në Tab. 5-2 se seksioni e përballon momentin e jashtëm që i vjen nga trafiku.

Tab. 5-2 Krahassim i kërkesave të EK me projektin original për përkuljen

	Kërkesa sipas EK	Sipas projektit	Përfundim
Rezistenca në përkulje	Seksioni kërkohet të përballojë $M_{Ed} = 4284 \text{ kNm}$	16 Ø 32 = 128.7 cm ² përballon $M_{Rd} = 5248 \text{ kNm}$	$M_{Ed} < M_{Rd}$ Trau ka rezistencë të mjaftueshme

5.6.3.3 Kontrollat në prerje

Për llogaritjen e aftësisë mbajtëse të traut në prerje, bëhet supozimi se e gjithë forca prerëse përballohet nga muri me gjerësi b e me lartësi h , duke neglizhuar pllakën. Sipas projektit, trau ka stafa dhe armaturë të inklinuar për përballimin e forcës prerëse. Hapi i stafave është 10cm pranë mbështetjes e më tej bëhet 20cm.

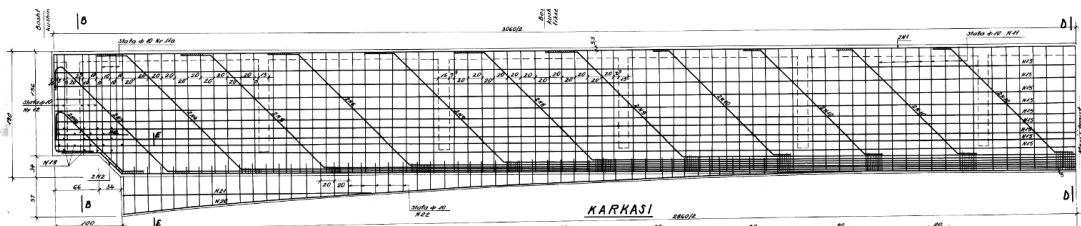


Fig. 5-28 Armimi i traut sipas projektit

Rezultatet e llogaritjeve nga forca prerëse paraqiten të përmbledhura në Tab. 5-3 dhe Fig. 5-35.

Tab. 5-3 Krahassim i kërkesave të EK me projektin original për forcën prerëse

	Kërkesa sipas EK	Sipas projektit	Përfundim
Rezistenca në prerje	Seksioni kërkohet të armohet me 1529 mm ² për metër pranë mbështetjes	- Stafa Ø10/20cm = 785 mm ² /m - Armatura e kthyer	Forca prerëse vertikale përballohet nga armimi sipas

	dhe 791 mm ² /m (si minimum konstruktiv në mes) Shih Fig. 5-35.	për 2Ø32 në 1.25m me kënd 45° = 910 mm ² /m; Totali 1695 cm ² /m.	projektit, por minimumi konstruktiv në hapësirë nuk plotësohet (më pak se 1%).
--	---	--	--

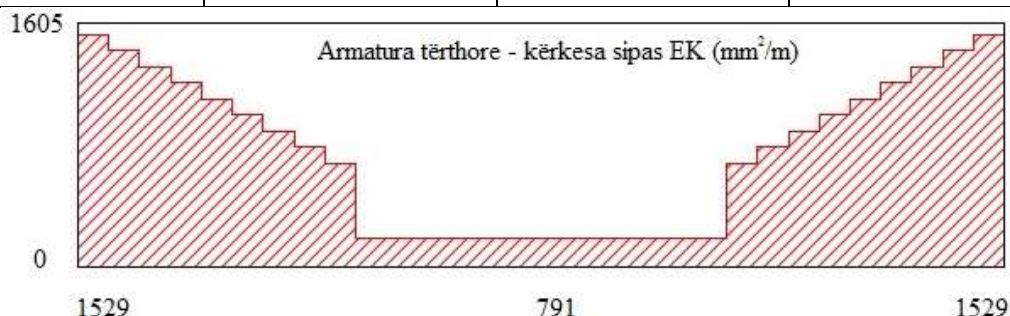


Fig. 5-29 Kërkesa për armaturë tërthore sipas EK

Vihet re se edhe për forcë prerëse vertikale, trau përballon kërkesat e sotme.

Në trarët me seksion “T”, zhvillohen sforcime tangenciale shtesë përgjatë sipërfaqes së bashkimit të murit me pllakën.

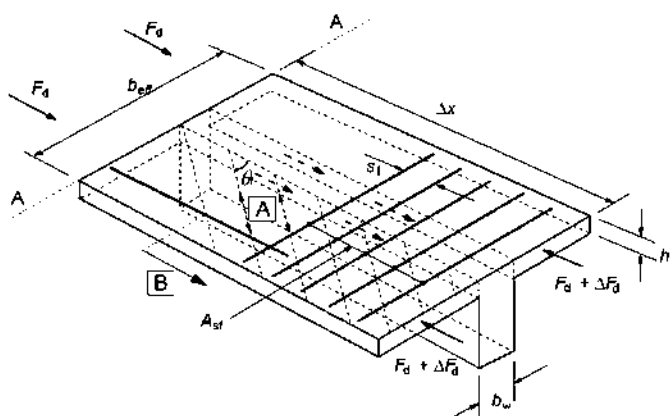


Fig. 5-30 Skema llogaritëse e sforcimeve në bashkimin e murit me pllakën (Figura 6.7 në EN 1992-1-1)

Për përballimin e kësaj force, përdoret armaturë tërthore në të gjithë gjerësinë e pllakës me qëllimin që ajo të shërbejë si “tirant” dhe betoni i shtypur si “bjellë” (shih Fig. 5-30).

Ndryshimi i forcës përgjatë “konsolit” të seksionit “T” merret nga marrëdhënia:

$$\Delta F_d = \frac{\Delta M}{(d - h_f/2)} \frac{(b_f - b)/2}{b_f} = 417 \text{ kN}$$

Ek - 5-7

ku ΔM është ndryshimi i momentit nga pika me moment zero në distancën $\Delta x = 2.85 \text{ m}$ (ku ka ngarkesa pikësore që vijnë nga diafragmat tërthore) = 1601 kNm;

Sforcimet llogariten:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{(h_f \cdot \Delta x)} = 1.22 MPa$$

Ek - 5-8

Meqenëse vlera e v_{Ed} është më e madhe se 40% e rezistencës projektuese në tërheqje të betonit ($0.4f_{ctd} \sim 0.4 \times 2 / 1.5 = 0.533 MPa$), është e nevojshme të ketë armaturë për përballimin e këtyre sforcimeve.

Këndi i inklinimit të bjellave të shtypura θ_f kufizohet në EK në vlerat 26.5° deri 45° për rastin e pllakave në shtypje (siç është rasti konkret, meqenëse trau është i mbështetur lirisht). Për të shmangur thyerjen e betonit në shtypje, sforcimet prerëse duhet të kufizohen sipas mosbarazimit të mëposhtëm:

$$v_{Ed} \leq \frac{v_1 f_{ck}}{1.5(\cot \theta_f + \tan \theta_f)}$$

Ek - 5-9

ku v_1 është faktori i reduktimit të rezistencës $v_1 = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.5328$. Duke supozuar këndin minimal të inklinimit të bjellave, sforcimet rezultojnë $v_{Ed} = 3.97 MPa$. Duke menduar të përdoret çelik i klasës B sipas EK (me rezistencë në rrjedhshmëri $500 MPa$), sasia e armaturës së kërkuar llogaritet nga marrëdhënia:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{0.87 f_{yk} \cot \theta_f} = 0.546 \frac{mm^2}{mm};$$

Ek - 5-10

ose shprehur në numër shufrash, $7\phi 10$ për metër. Trau ka faktikisht $5\phi 10$ për metër në pllakë, prandaj është e nevojshme të kryhet një ndërhyrje për plotësimin e sasisë së nevojshme të armimit.

5.6.3.4 Kontrollat për gjendjen kufitare të shërbyeshmërisë GjKS

Për kontrollet në gjendjen kufitare të shërbyeshmërisë, është i nevojshëm ndërtimi i kombinimeve të shpeshtë dhe pothuajse të përhershëm, vlerat për të cilët jepen në Tab. 5-4.

Tab. 5-4 Forcat e brendshme për kombinimin e shpeshtë dhe kombinimin pothuajse të përhershëm (sipas EK)

	Momenti përkulës në hapësirë	Forca prerëse në mbështetje
Kombinimi karakteristik (GjKS)	2785 kNm	585 kN
Kombinimi i shpeshtë (GjKS)	2301 kNm	397 kN
Kombinimi pothuajse i përhershëm (GjKS)	2036 kNm	348 kN

- *Kontrolli i madhësisë së hapjes së të plasurave*

Nga analiza e seksionit të plasaritur me diagramë trekëndore të bllokut të sforcimeve shtypëse në beton, me momente përkulëse me vlerë pothuajse të përhershme, rezulton se lartësia e zonës së shtypur është $x=1006\text{mm}$. Për këtë rast, moduli i elasticitetit të betonit është marrë moduli efektiv i tij në fund të jetëgjatësisë së shfrytëzimit.

Në analizën e mësipërme është pranuar një klasë ekspozimi XC4 për urën, për të cilën madhësia maksimale e lejuar e hapjes së të plasurave është 0.3mm në EK-2. Kështu, për madhësinë e mësipërme të aksit neutral, sforcimet në çelik janë 102 MPa (d.m.th. plotësohet kushti i sforcimeve $< 0.8f_{yk}$). Për diametër 32mm , kushte jo të mira të ankorimit ($k_1=1.6$), hapi maksimal mes të plasurave është 566mm dhe madhësia e tyre 0.23mm , që është më e vogël se sa madhësia kufitare.

- *Kontrolli i uljeve*

Deformimi maksimal në mes të hapësirës së traut për kombinimin e shpeshtë të ngarkesave (GjKS), për seksion të plasaritur është 111.2mm , që qëndron në raportin $L/275$. Ky deformim mund të konsiderohet i pranueshëm për trarët e urave, për të cilët nuk gjendet një kufi i shprehur qartë në Eurokode.

Për kombinimin thuajse të përhershëm të ngarkesave, ulja rezulton 78.6mm , që qëndron në raportin $L/390$.

5.7 Analiza e temperaturës dhe probleme të tjera që lidhen me fugat

5.7.1 Bymimi dhe tkurrja termike

Koeficienti linear i bymimit termik të betonit mund të merret $\alpha_T=10 \times 10^{-6} K^{-1} (C^{-1})$, vlerë kjo e rekomanduar në EK (EN 1992-1, 3.1.3 (5) dhe Tabela C.1 e EN 1991-1-5). Nga një analizë e thjeshtë e bymimit të trarëve dytësorë më seksion “T” (ligjëruar nga fakti se çeliku dhe betoni kanë pothuajse të njëjtin koeficient linear të bymimit termik) rezulton se, duke pranuar një diferencë maksimale të temperaturave $\Delta T = 30^\circ C$ (që sipas EK është diferenca midis temperaturës maksimale në hije me temperaturën fillestare T_0 të rekomanduar $10^\circ C$):

$$\Delta L = \alpha_T \times L \times \Delta T = 0.009\text{m}$$

Ek - 5-11

Bymimi linear termik i traut është brenda kufijve të lejuar nga fuga (0.06m).

5.7.2 Këndi i rrotullimit në mbështetje

Nga ekuacioni i vijës elastike të traut dhe nga marrëdhënia moment – kurbaturë me anë të së cilës u llogaritën uljet në paragrafin 5.6.3.4, u llogarit këndi i rrotullimit në mbështetje, i cili rezultoi i barabartë me $\theta = 0.01163\text{rad}$ (0.66635°).

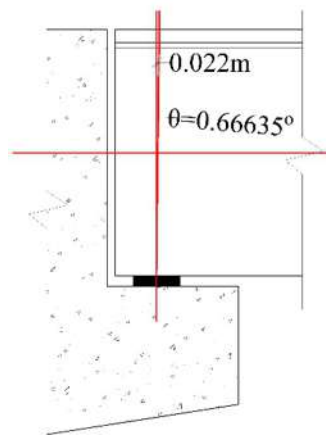


Fig. 5-31 Rrotullimi i nyjës së mbështetjes nën veprimin e ngarkesave të trafikut

Vihet re se spostimi horizontal që nevojitet për të lejuar rrotullimin e nyjës së mbështetjes së trarëve dytësorë në konsolat kryesorë është $0.022m$. Duke i shtuar kësaj zhvendosjeje horizontale të skajeve të traut edhe zhvendosjen nga temperatura, arrihet përfundimi që hapësira $0.06m$ është e mjaftueshme për të lejuar këto dy lloj deformimesh.

5.8 Analiza sizmike e trarëve kryesorë

Trarët kryesorë të strukturës u testuan nën veprimin e komponentes vertikale të tërmetit sipas paragrafit 3.2.6. Nga analiza spektrale me faktor sjelljeje $q=1$, rezultojnë momentet e mëposhtme nga kombinimi sizmik.

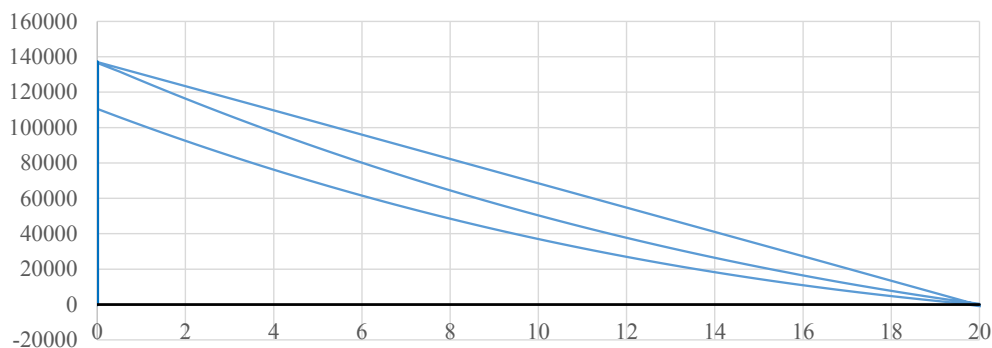


Fig. 5-32 Diagrama mbështjellëse e momenteve përkulëse në konsolat kryesorë në situatë sizmike me komponente vertikale të tërmetit (boshti horizontal gjeometria e konsolit në metra dhe boshti vertikal momenti në kNm)

Vihet re se komponentja sizmike nuk arrin të ndërrojë shenjën e momentit përkulës nga pesha vetjake e urës. Me momentin maksimal në konsol, $M_{Ed}=137\,026\,kNm$, u krye një kontroll në përkulje me një seksion llogaritës të thjeshtuar (duke mbledhur së bashku muret vertikale) si në Fig. 5-33.

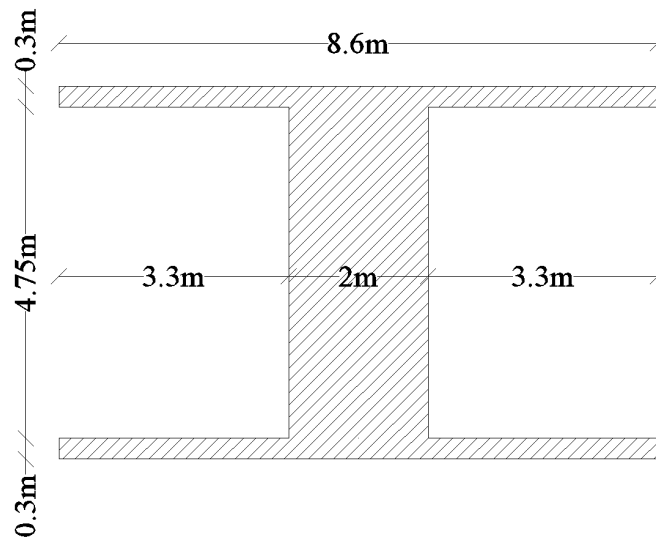


Fig. 5-33 Seksioni llogaritës i konsolave kryesorë

Analiza kërkon një sasi armature 1328.49cm^2 në brezin e sipërm, ndërsa sipas projektit original, në brezin e sipërm janë vendosur $(53 \times 4)\text{Ø}36$ me sipërfaqe 2158cm^2 (pa marrë parasysh armimin e pllakës horizontale). Sipërfaqja e armimit të vendosur është e mjaftueshme edhe për përballimin e ngarkesës së trafikut.

5.9 Analiza në fushën kohore

Analiza në fushën kohore (“time history”) u përdor për dy qëllime kryesore në këtë temë. Së pari, kjo analizë e vë modelin strukturor në pozita të ngjashme me ato me të cilat struktura reale përballët në situata sizmike dhe mund të përdoret për të studiuar efektet në strukturë në funksion të kohës. Së dyti, kjo lloj analize mundëson studimin e fenomenit të shpërndarjes së mbështetjes, gjë që është e pamundur të realizohet me analizat e tjera e që është mjaft specifik për urën në studim.

5.9.1 Akselerogramat e përdorura

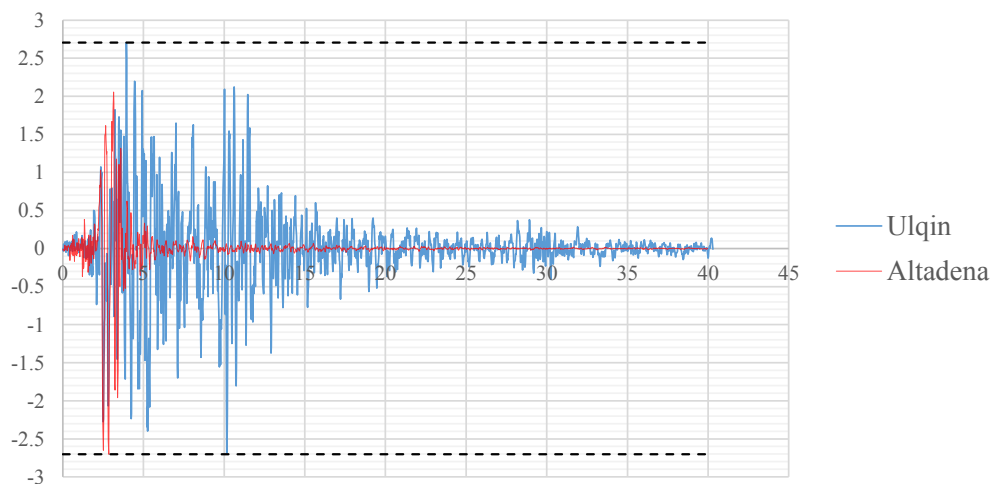


Fig. 5-34 Akselerogramat e shkallëzuara në $0.2756g$ të tërmeteve të Ulqinit dhe Altadena, boshti horizontal koha në sekonda, boshti vertikal shpejtimi në m/s^2

Për realizimin e qëllimeve të shtruuara më sipër, u përdorën 5 akselerograma. Të gjitha akselerogramat u shkallëzuan deri në nivelin e shpejtimit maksimal të truallit $a_g=0.2756g$ (sipas të dhënave të rrezikut sizmik për Kukësin, shih paragrafin 5.3.1). Për qartësi figure, në Fig. 5-34 paraqiten vetëm dy akselerograma, ajo e tërmetit të Ulqinit (viti 1979) dhe Altadena. Vijat e ndërprera tregojnë nivelin e a_g të Kukësit.

Në Fig. 5-35, paraqiten edhe akselerogramat e tjera të marra në analizë, përkatësisht El Centro, San Francisco dhe Parkfield, të shkallëzuara deri në shpejtimin maksimal të truallit a_g .

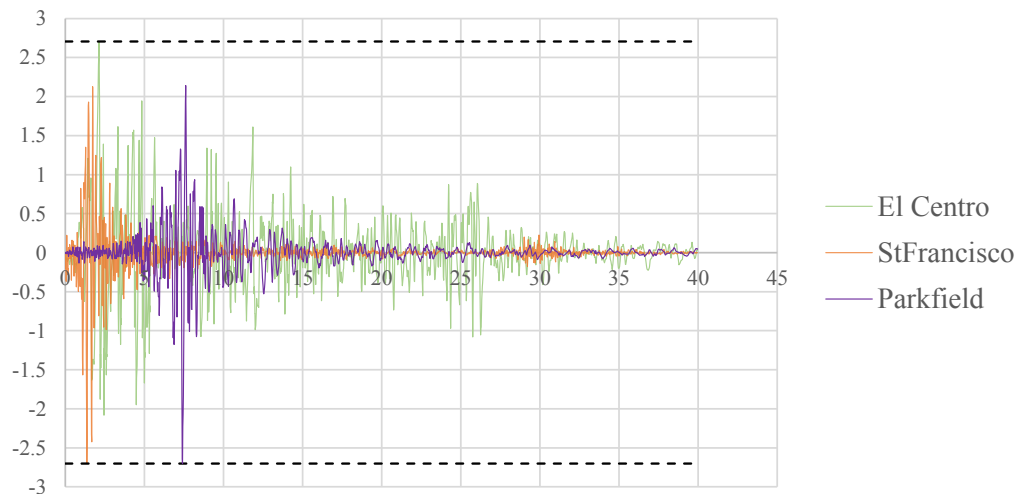


Fig. 5-35 Akselerogramat e shkallëzuara në 0.2756g të tërmete El Centro, San Francisco dhe Parkfield, boshti horizontal koha në sekonda, boshti vertikal shpejtimi në m/s^2

Akselerogramat e marra në analizë përfaqësojnë në fakt një gamë të gjerë tërmetesh me veçori të ndryshme. Kështu, tërmeti i Ulqinit përfaqëson një veprim sizmik me kohëzgjatje relativisht të gjatë, ndërsa Altadena përfaqëson një tërmet të tipit “një goditje” (*single-shock*). Parkfield ka një goditje jo të menjëhershme, por shpejtimi vjen duke u rritur deri në vlerën maksimale. Akselerogramat e tjera shfaqin karakteristika të ndërmjetme në raport me këto që u përmendën më lart.

5.9.2 Rezultatet kryesore

Analiza jolineare në fushën kohore zgjati 25 orë e 58 minuta e 33 sekonda, në një kompjuter me katër procesorë 3.1GHz.

5.9.2.1 Zhvendosjet maksimale të pilave

Zhvendosjet maksimale i referohen majës së konsolit të pilës dhe paraqiten të përmbledhura në grafikët e mëposhtëm. Nga Fig. 5-36, ku paraqiten zhvendosjet në funksion të kohës në drejtimin gjatësor të urës, vihet re se zhvendosja maksimale në këtë drejtim është $\Delta_x = 15.3cm$.

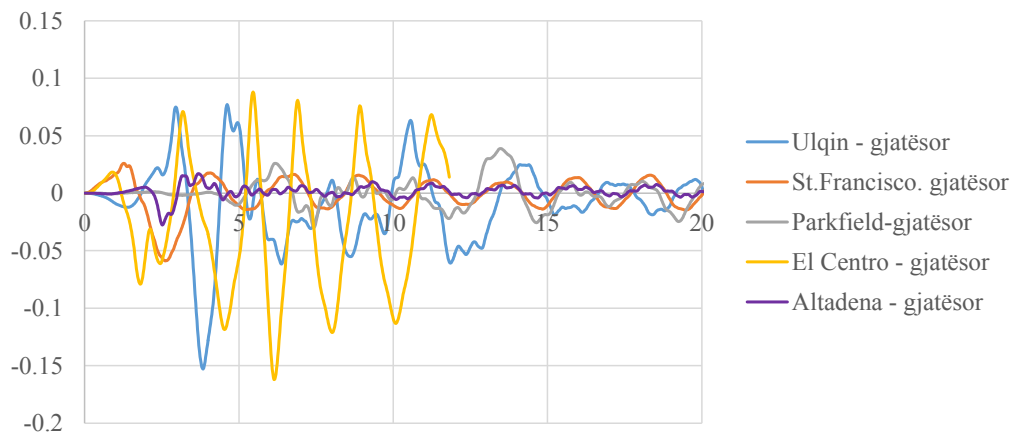


Fig. 5-36 Zhvendosjet maksimale të majave të konsolave në drejtimin gjatësor të urës, boshti horizontal koha në sekonda, boshti vertikal zhvendosja në majë të konsolit në drejtimin gjatësor të urës në metra

Në drejtimin tërthor të urës, situata është disi e ndryshme, për shkak të mungesës së pengesave për zhvendosje në këtë drejtim.

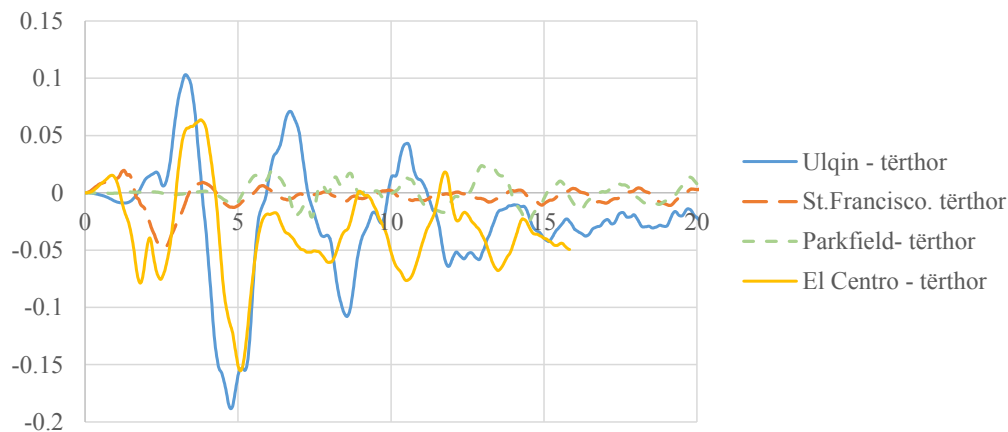


Fig. 5-37 Zhvendosjet maksimale të majave të konsolave në drejtimin tërthor të urës, boshti horizontal koha në sekonda, boshti vertikal zhvendosja në majë të konsolit në drejtimin tërthor të urës në metra

Nga Fig. 5-37, ku paraqiten zhvendosjet në funksion të kohës në drejtimin tërthor të urës, vihet re se zhvendosja maksimale në këtë drejtim është $\Delta_y = 18.85$ cm.

Në raport me lartësinë e pilave, që janë rreth 54.2m, zhvendosja maksimale qëndron në raportin $H/\Delta = 5420 / 18.85 = 287$.

5.9.2.2 Goditja në fuga dhe mundësia e shkëputjes së trarëve dytësorë

Hapësira e lirë prej 6cm mes elementëve dytësorë dhe kryesorë në fuga mund të studiohet nëpërmjet analizës në fushën kohore. Në rast se hapësira mbyllet gjatë veprimit sizmik, lindin forca shtesë të cilat shkaktojnë shtypje në trarët dytësorë. Nga ana tjetër, nëse hapësira bëhet shumë e madhe, ekziston rreziku i shkëputjes së trarëve dytësorë ose goditjes nga ana tjetër. Grafikët e mëposhtëm paraqesin hapësirën e fugës midis trarëve kryesorë dhe atyre dytësorë. Vlerat pozitive tregojnë hapje të fugës ndërsa vlerat negative tregojnë mbyllje të fugës.

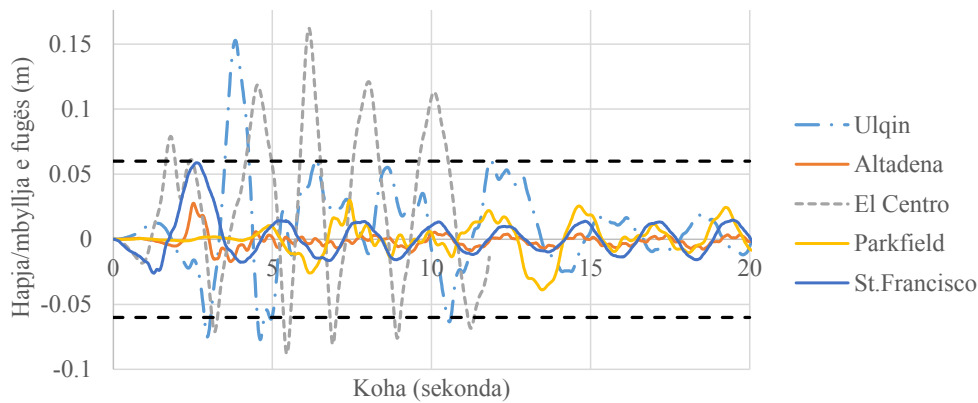


Fig. 5-38 Hapja dhe mbyllja e fugës në funksion të kohës nën veprimin e akselerogramave të konsideruara

Siç duket, gjatë tërmetit të San Francisco, Altadena dhe Parkfield (Fig. 5-38) hapja e fugës është brenda limiteve, prandaj trau dytësor nuk e godet trau kryesor. Megjithatë, rezerva e rezultateve të mësipërme është mjaft e vogël (vetëm 1cm).

Në rastin e El Centro dhe të Ulqinit (Fig. 5-38), hapësira e lirë e fugës e kalon madhësinë 6cm duke bërë kështu goditje të pjesëve të urës në drejtimin gjatësor.

Nëpërmjet modelimit me elementë lidhës jolinearë, u arrit të përftohet grafiku i mëposhtëm, i cili paraqet forcën që duhet të përballojnë çernierat në momentin e goditjes gjatë simulimit të tërmetit të Ulqinit.

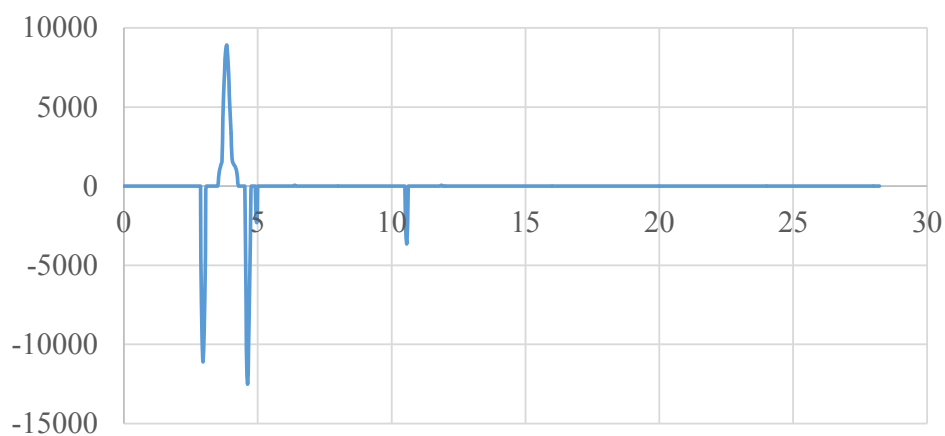


Fig. 5-39 Forca që marrin çernierat përgjatë tërmetit të Ulqinit

Nga Fig. 5-39, duket se forca maksimale është 12 524 kN, e cila duhet të përballohet nga 7 kunjë me diametër 30mm, me një sipërfaqe totale në prerje prej 4945.5mm² dhe një aftësi mbajtëse 607 kN. Është e dukshme se çernierat e palëvizshme janë të rrezikuara në situatë sizmike.

Si përfundim i kësaj analize, është e nevojshme të merren masa riaftësimi që lidhen me çernierat dhe fugat.

5.9.2.3 Çernierat plastike sipas analizës jolineare në fushën kohore

Analiza jolineare në fushën kohore mundëson edhe studimin e krijimit të çernierave plastike në funksion të kohës në veprimin e tërmeteve të simuluar. Kështu, për asnjë nga

pesë tërmetet e simuluar ura nuk ka plastiçizime përtej hyrjes në rrjedhshmëri të armaturës së çelikut.

Edhe nën veprimin e akselerogramës së tërmetit të Ulqinit të shkallëzuar deri në nivelin e rrezikut sizmik të Kukësit, u vu re se, për drejtimin gjatësor (Fig. 5-40, figura e majtë) nuk shfaqen plastiçizime të mëdha të seksioneve, përveç hyrjes në rrjedhshmëri të armaturës së çelikut të trarëve lidhës të kolonave.

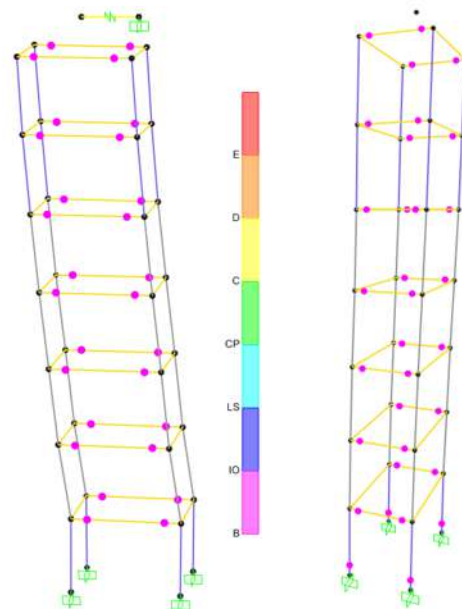


Fig. 5-40 Skema e deformuar (maksimumi) në drejtimin gjatësor të urës (majtas), në drejtimin tërthror (djathtas) dhe zhvillimi i çernierave plastike

Në drejtimin tërthror të urës (Fig. 5-40, figura e djathtë), tregohet skema e deformuar maksimale për të njëjtën akselerogramë. Vihet re e njëjta fazë e zhvillimit të çernierave plastike: rrjedhshmëri e çelikut. Në këtë rast, ndryshe nga drejtimi gjatësor, vihet re që hyn në rrjedhshmëri edhe çeliku i seksionit të bazës së kolonave.

Në të dy drejtimet, e për të gjitha veprimet sizmike të shqyrtuara, shkalla e performancës është brenda asaj të synuar.

5.10 Analiza statike jolineare “pushover”

5.10.1 Modelimi i strukturës për qëllime të analizës “pushover”

Ndër mënyrat më efikase për vlerësimin e kapacitetit të një strukture është analiza e njohur si “pushover”, e cila konsiston në rritjen graduale të forcave anësore deri në një nivel të caktuar (të forcave ose zhvendosjeve) dhe regjistrimin e zhvendosjeve të caktuara për t’u monitoruar. Në këtë mënyrë ndërtohet kurba forcë në bazë – zhvendosje e monitoruar e cila jep një pamje të sjelljes së strukturës në fazë lineare dhe jolineare.

Në drejtimin tërthror, për të marrë në konsideratë në mënyrë sa më reale sjelljen e strukturës, u modeluan të dy pilat, pavarësisht se lidhja midis tyre në këtë drejtim realizohet vetëm nëpërmjet kunjave të çernierave. Në Fig. 5-41 paraqitet skema e marrë në konsideratë për analizë statike jolineare në drejtim tërthror të urës.

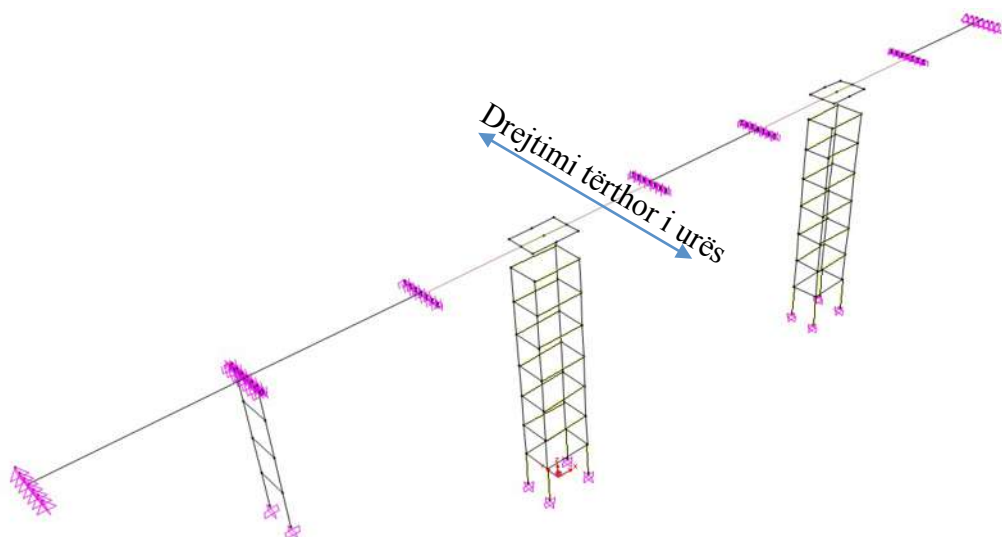


Fig. 5-41 Skema e llogaritjes së urës në drejtimin tërthor

Për drejtimin gjatësor të urës u ndërtua një model i thjeshtuar duke konsideruar të dy pilat, të lidhura ndërmjet tyre me elementë të veçantë që hyjnë në punë në çastin që distanca mes dy pilave bëhet më e vogël se hapësira e lirë e fugës (6cm në rastin tonë). Në drejtimin gjatësor u vendosën edhe lidhjet që përfaqësojnë ballnat, të cilat u modeluan me një shtangësi:

$$K_b = W_b \times h_b \times k_s = 8.6 \times 5.0 \times 47\,000 = 2\,021\,000 \text{ kN/m} = 2.021 \text{ GN/m}$$

Ek - 5-12

ku: K_b është shtangësia lineare e mbështetjes në ballna, e cila është rezultat i kontributit të mbushjes pas ballit;

W_b është gjerësia e ballit, e cila është 8.6m;

h_b është lartësia e ballit, e barabartë me 5.0m;

k_s është koeficienti i sustës që përfaqëson sjelljen e dherave pas mbushjes, i pranuar 47 000 kN/m³.

Por, sjellja e ballit nuk mund të pranohet ideale elastike, sepse bazamenti ka një rezistencë të caktuar përtej së cilës fillon e shkatërrohet. Mbështetur në literaturën¹³ teknike, është pranuar se sjellja elastike me shtangësi K_b vijon deri në nivelin kur sforcimet në mbushjen prapa ballit bëhen 370 kN/m², që i korrespondon një force 15 910 kN (pra, duke shumëzuar vlerën e rezistencës së mësipërme me sipërfaqen e ballit). Pasi arrihet kjo forcë “rrjedhshmërie” e ballit, deformimet vijnë deri në rreth 1m pa shtim të forcës (sjellje ideale plastike), e më tej shtangësia bëhet negative.

Ashtu si edhe për lidhjen midis dy pilave, edhe në lidhjen me ballnat u vendosën elementë që hyjnë në punë në momentin që hapësira bëhet më e vogël se hapësira e lirë. Skema llogaritëse paraqitet në Fig. 5-42.

¹³ Kjo vlerë është nxjerrë eksperimentalisht nga Universiteti i Kalifornisë

rastin kur hapësira e fugës mbyllet. Kur struktura shtyhet më tej gjatë analizës, mbyllet edhe hapësira në ballin përtej pilës fqinje. Ky fakt është pasqyruar në Fig. 5-43 me mbledhjen e kontributeve që japin në shtangësi të pilës fqinje (si më lart) dhe të ballit.

Duhet theksuar se për analizën statike jolineare u përdorën modele 3D të pilave, por figurat e mësipërme kanë për qëllim paraqitjen sa më të kuptueshme të skemës së përdorur. Gjithashtu, masa e kolonave dhe elementëve të tjerë (elementët lidhës) është marrë në konsideratë në analizë si masë e shpërndarë uniformisht në gjatësinë e elementëve.

5.10.2 Kurba forca në bazë - zhvendosje

5.10.2.1 Drejtimi tërthor i urës

Fig. 5-44 paraqet kurbën e përfutur nga analiza statike jolineare në drejtimin tërthor të urës.

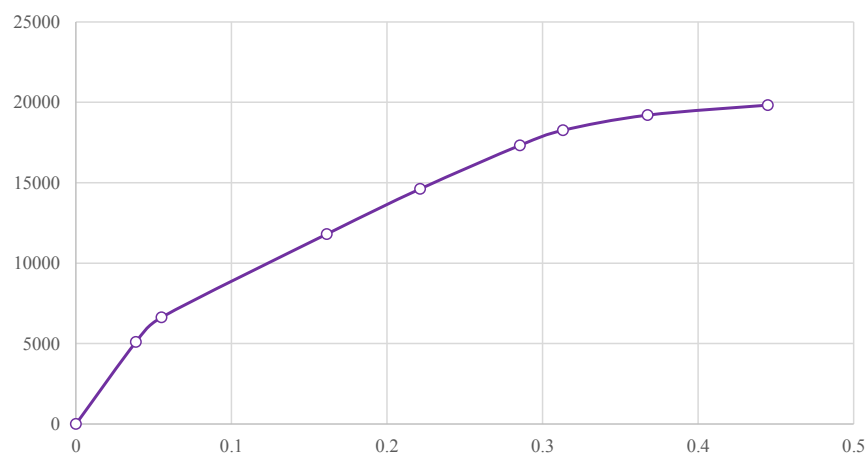


Fig. 5-44 Kurba “pushover” e pilës në drejtimin tërthor të urës (boshti horizontal zhvendosja në majë në metra; boshti vertikal forca prerëse në bazë kN)

Thyerja e parë e kurbës i takon momentit të formimit të çernierës së parë plastike. Çernierat e para plastike formohen në trarë, e me rritjen e forcave anësore shoqërohen me formimin e çernierave plastike në bazat e kolonave deri në formimin e mekanizmit të kolapsit.

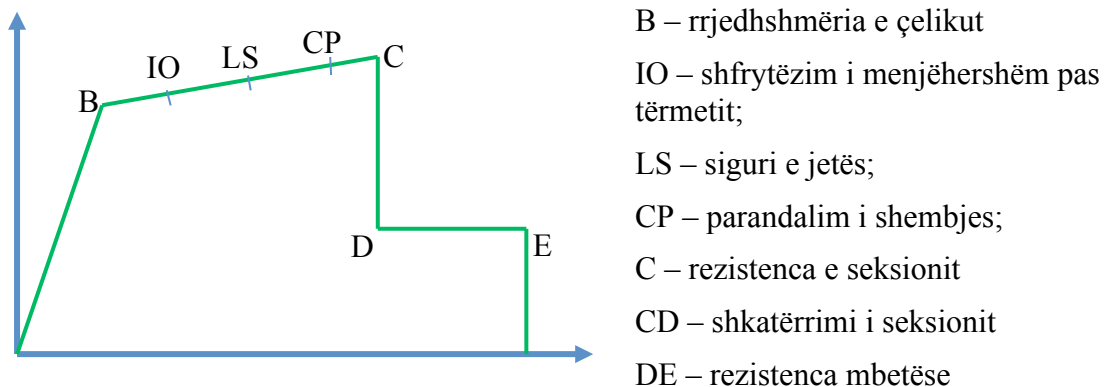


Fig. 5-45 Marrëdhënia forcë-zhvendosje dhe nivelet e performancës së synuar sipas FEMA 273/274 dhe ATC 40

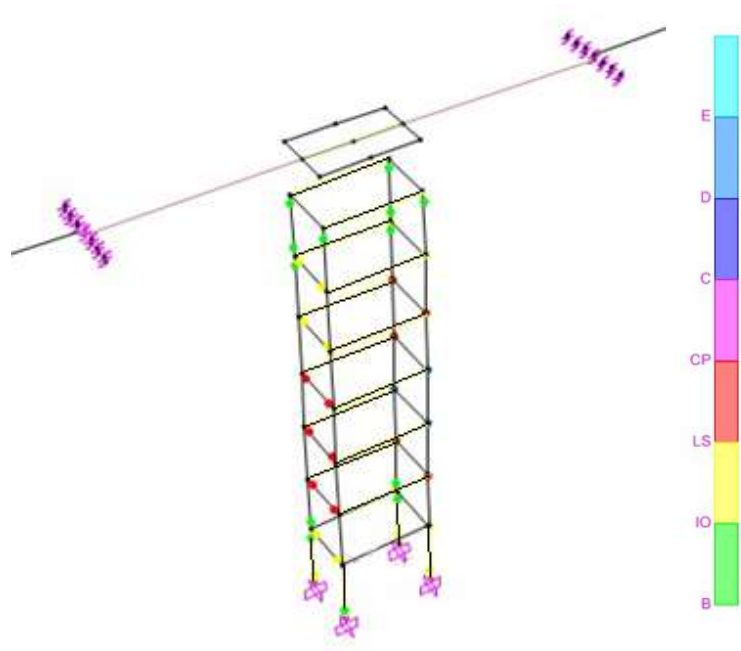


Fig. 5-46 Skema e formimit të çernierave plastike gjatë analizës “pushover” në drejtimin tërthor, mekanizmi i shkatërrimit

Ky i fundit arrihet kur formohet një skemë strukturore me katër shufra paralele (kolonat) të lidhura me shufra (trarët me çerniera plastike të formuara pranë kolonave), si në Fig. 5-46. Në Fig. 5-45 paraqiten nivelet e performancës së çernierave plastike sipas FEMA, e në bazë të këtyre niveleve mund të gjykohe mbi shkallën e dëmtimeve të mundshme në pilë gjatë veprimit sizmik.

Kurba “pushover” e Fig. 5-44 ndërpritet në zhvendosjen 44.5cm me një forcë korresponduese prej 19823 kN.

5.10.2.2 Drejtimi gjatësor i urës

Në drejtimin gjatësor situata shfaqet disi e ndryshme, për shkak të lidhjeve në këtë drejtim dhe shtangësisë më të madhe. Kështu, Fig. 5-47 paraqet kurbën “pushover” në drejtimin gjatësor të urës.

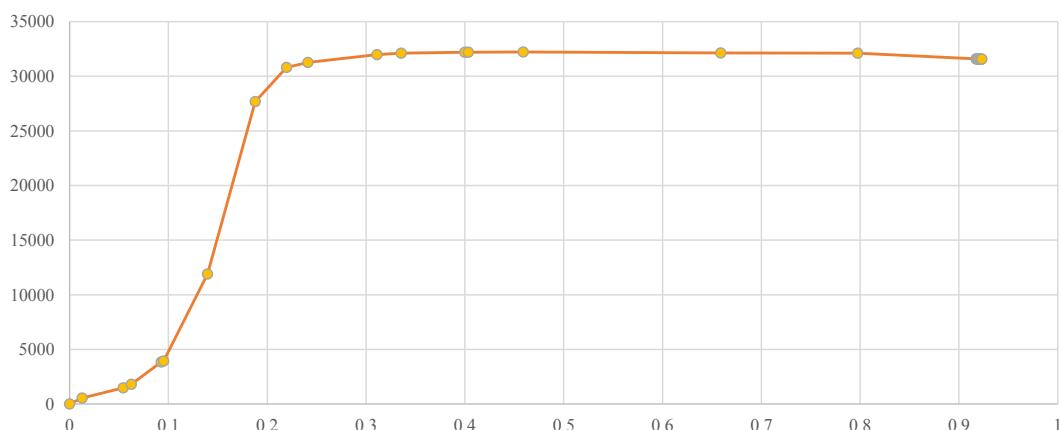


Fig. 5-47 Kurba “pushover” e pilës në drejtimin gjatësor të urës (boshti horizontal zhvendosja në majë në metra; boshti vertikal forca prerëse në bazë kN)

Analiza përfundon me arritjen e mekanizmit të kolapsit nga formimi i çernierave plastike në të gjithë trarët lidhës të pilës si dhe në kolona. E veçanta qëndron në formimin e çernierave plastike rreth mesit të lartësisë së pilës.

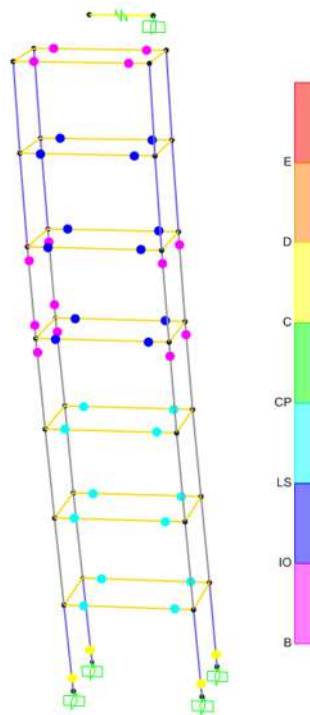


Fig. 5-48 Skema e formimit të çernierave plastike gjatë analizës “pushover” në drejtimin gjatësor të urës, mekanizmi i shkatërrimit

Në këtë rast forcat dhe zhvendosjet në momentin e përfundimit të analizës janë dukshëm të ndryshme (forca është 31 568 kN dhe zhvendosja 92cm). Në këtë rast vihet re një fazë e gjatë plastike që i dedikohet veçanërisht kontributit të ballnave.

5.10.2.3 Krahasimi i sjelljes së strukturës në të dy drejtimet

Nga vendosja e dy kurbave të Fig. 5-47 dhe Fig. 5-48 në të njëjtat boshte, është ndërtuar Fig. 5-49 e cila bën të mundur krahasimin e sjelljes së strukturës në dy drejtimet.

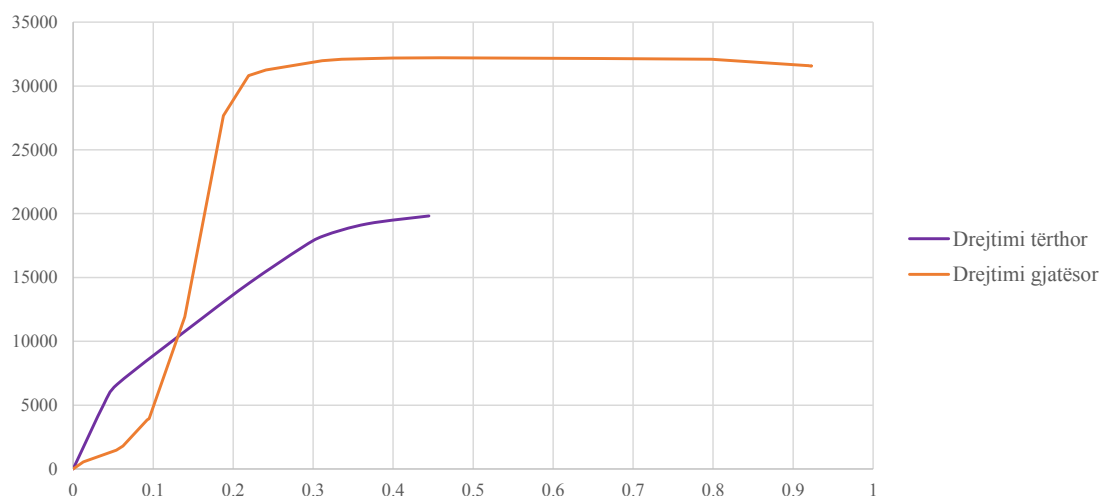


Fig. 5-49 Krahasimi i kurbave sipas dy drejtimeve

Siç duket, struktura ka kapacitet dukshëm më të lartë në drejtimin gjatësor të saj. Ky është një rezultat i pritshëm, për dy arsye. Së pari, lëvizja në drejtimin gjatësor has në pengesa të tilla si ballnat dhe mbyllja e hapësirave të fugave. Së dyti, vetë pila është më e shtangët në këtë drejtim, pasi hapi i kolonave përbërëse të saj është 10m në drejtimin gjatësor, në krahasim me hapin prej 6.2m në drejtimin tërthor.

5.10.3 Vlerësimi i kapacitetit

5.10.3.1 Vlerësimi i kapacitetit sipas Eurokodeve në drejtimin tërthor

Sipas EK-8, për vlerësimin e kapacitetit nëpërmjet analizës “pushover”, mund të përdoret koncepti i “zhvendosjes së synuar”. Aspektet teorike të metodikës janë paraqitur në paragrafin 3.3.5.

Kështu, për drejtimin tërthor, për të gjetur zhvendosjen e synuar ndiqet procedura e mëposhtme në përputhje me Aneksin B të Pjesës 1 të EK-8.

- Transformimi në një sistem me shkallë lirie (NjShL)

Ky transformim nuk është i nevojshëm për shkak se pila vetë mund të pranohet si një sistem NjShL. Masa në majë të pilës është dukshëm më e madhe se sa masa në nivelet e ndërmjetme.

- Ndërtimi i kurbës së idealizuar elastike – perfekte plastike të sistemit NjShL

Kjo kurbë ndërtohet nga barazimi i sipërfaqeve nën kurbë e mbi kurbë (shih paragrafin 3.3.5). Zhvendosja në momentin e rrjedhshmërisë është:

$$d_y^* = 2(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}) = 0.3675m \quad Ek - 5-13$$

ku $E_m^* = 4502.3 \text{ kNm}$ (energji deri në momentin e formimit të mekanizmit = sipërfaqja nën kurbë);

$d_m^* = 0.3675m$, zhvendosja në momentin e formimit të mekanizmit plastik

$F_y^* = 19202 \text{ kN}$, forca që i korrespondon d_m^* ;

Fig. 5-50 paraqet kurbën pushover (kurbën e kapacitetit) dhe atë të idealizuar ku duken edhe pikat që i korrespondojnë zhvendosjeve d_y^* dhe d_m^* .

- Llogaritja e periodës së sistemit të idealizuar

Perioda e lëkundjeve të sistemit të idealizuar llogaritet tashmë si:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{19100 \cdot 0.3675}{19202}} = 3.23s \quad Ek - 5-14$$

- Zhvendosja e synuar e sistemit të idealizuar dhe e pilës

Zhvendosja e synuar e sistemit të idealizuar llogaritet si:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 = 0.541 \left[\frac{3.23}{2\pi} \right]^2 = 0.143m$$

Ek - 5-15

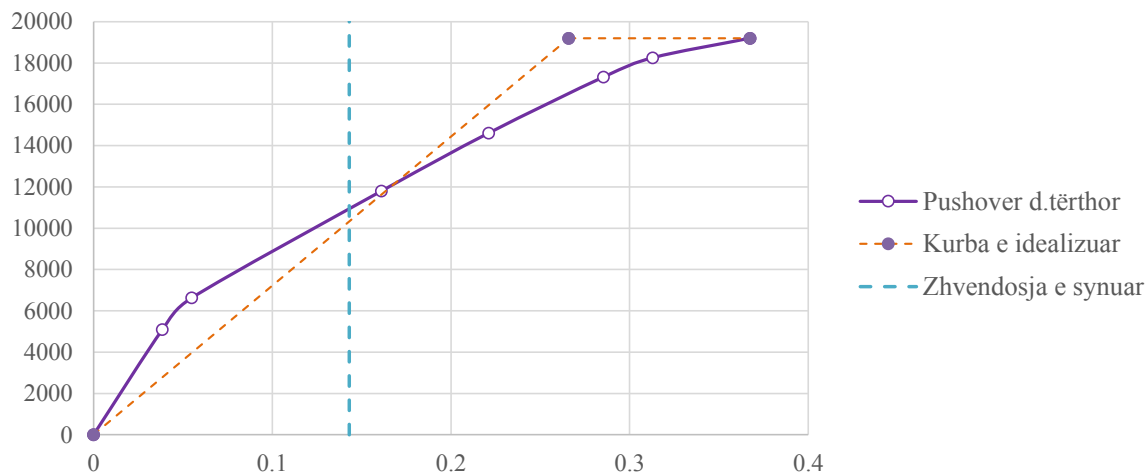


Fig. 5-50 Llogaritja e zhvendosjes së synuar në drejtimin tërthror të urës

Meqenëse perioda e lëkundjeve e sistemit të idealizuar është me e madhe se vlera T_C e të dhënave të spektrit të tipit të parë, sipas EK, edhe zhvendosja e synuar e strukturës është sa d_{et}^* . Pra përfundimisht, zhvendosja e synuar e pilës së urës në drejtimin tërthror është 0.143m. Nëse e kalojmë këtë zhvendosje në Fig. 5-50, vëmë re se ajo i korrespondon fazës elastike të sistemit të idealizuar, ndërsa në kurbën reale, ajo i takon një gjendjeje ku kemi plastiçizim të disa seksioneve.

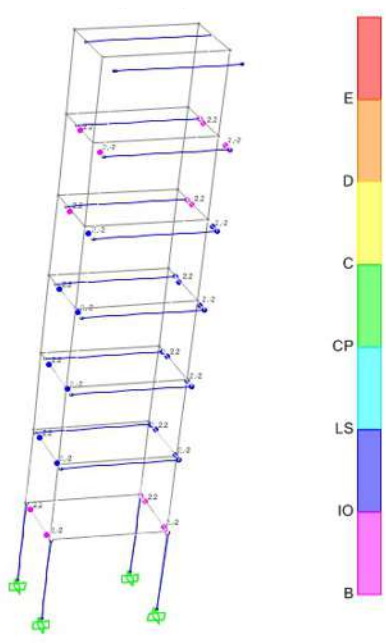


Fig. 5-51 Shkalla e plastiçizimit për zhvendosje të synuar në drejtimin tërthror të urës

Vihet re se niveli i performancës për këtë zhvendosje është i kënaqshëm, pasi kemi vetëm seksione në të cilët çeliku arrin rrjedhshmërinë, gjë që e bën urën të shfrytëzueshme menjëherë pas tërmetit.

5.10.3.2 Vlerësimi i kapacitetit sipas Eurokodeve në drejtimin gjatësor

E njëjta procedurë u ndoq edhe për drejtimin gjatësor të urës, e llogaritjet paraqiten të përmbledhura në Fig. 5-52.

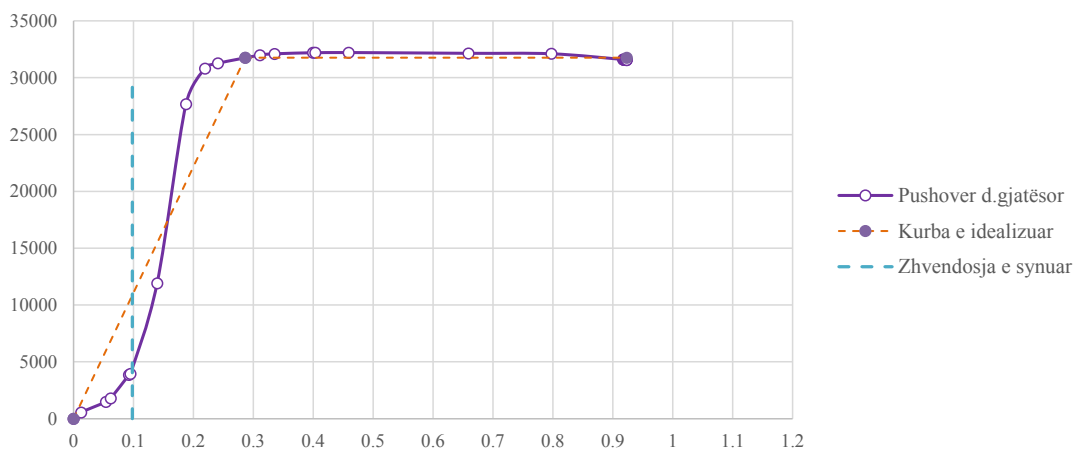


Fig. 5-52 Llogaritja e zhvendosjes së synuar në drejtimin gjatësor të urës

Këtu duket se zhvendosja e synuar është 10cm që është një madhësi relativisht e vogël e që i takon një faze pothuajse elastike siç paraqitet në Fig. 5-53.

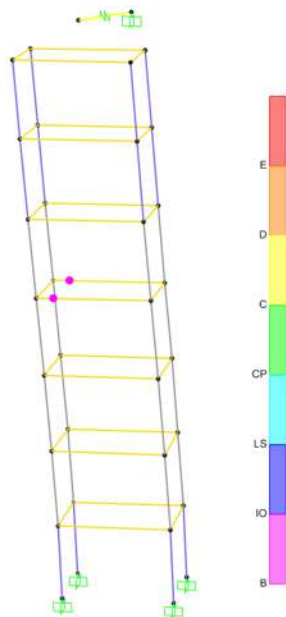


Fig. 5-53 Shkalla e plastiçizimit për zhvendosje të synuar në drejtimin gjatësor të urës

5.10.3.3 Vlerësimi i kapacitetit mbështetur në analizën “pushover”

Vihet re se struktura ka kapacitet të mjaftueshëm për të përballuar veprimin sizmik brenda shkallës së performancës së synuar (vlerësuar në paragrafin 5.3).

5.11 Përfundime të vlerësimit të kapacitetit dhe përzgjedhja e strategjisë së riaftësimit

5.11.1 Vlerësim i nevojës për riaftësim

Ashtu siç edhe pritej nga vlerësimi paraprak për urën e Kukësit në Drinin e Zi, i cili nxori një tregues relativisht të ulët të prioritetit për riaftësim për këtë urë, u vu re një sjellje e përgjithshme e kënaqshme e urës edhe në kushtet e ndryshuara të trafikut dhe të dhënave sizmike në krahasim me kohën e projektimit dhe ndërtimit. Gjithsesi, nga analizat e mësipërme, u konstatuan problemet e mëposhtme:

1. Çernierat nuk kanë aftësi mbajtëse të mjaftueshme për të rezistuar në situatë sizmike në momentin që ka goditje të pjesëve të urës me njëra tjetrën, në drejtimin gjatësor;
2. Trarët dytësorë të parapërgatitur me seksion “T” nuk kanë armaturë të mjaftueshme për përballimin e sforcimeve prerëse që lindin midis murit dhe pllakës.

Lidhur me çernierat, mund të thuhet se këputja e kunjave të çernierave të palëvizshme nuk përbën në fakt një situatë të rrezikshme për strukturën në tërësi. Kjo për arsyen se në projektin origjinal janë parashikuar masa konstruktive për të mos lejuar shkëputjen e trarëve dytësorë.

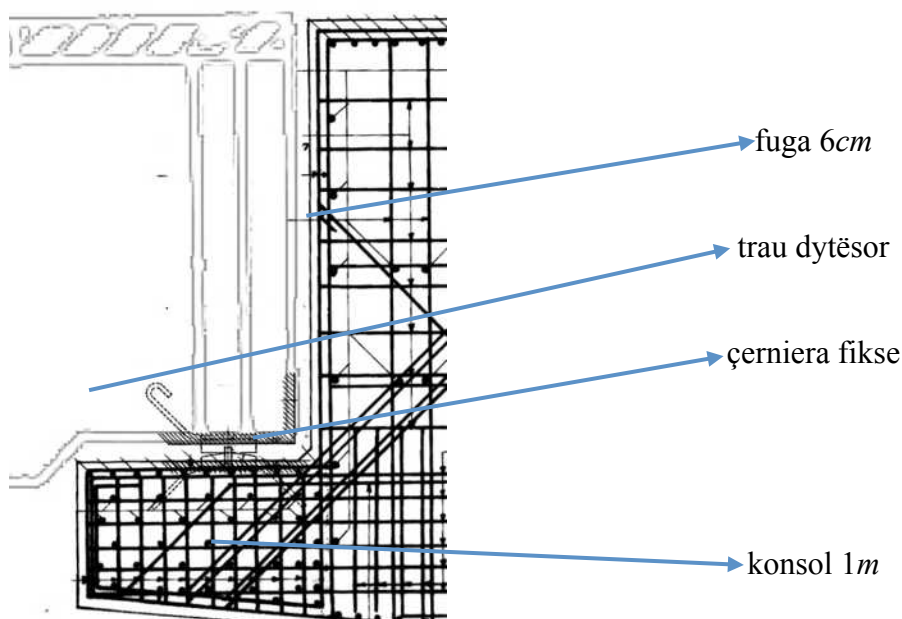


Fig. 5-54 Pamje skematike e masave konstruktive për mos shkëputjen e trarëve dytësorë

Siç tregohet në Fig. 5-54, në rast të këputjes së kunjave nga goditja që i vjen çernierës së palëvizshme pasi mbyllet fuga në mbështetjen e lëvizshme, trau ka mundësi që brenda një hapësire rreth 1m, të shkarkojë përsëri në konsolat e trarëve kryesorë. Megjithatë, pas këputjes së kunjave, situata paraqitet e rrezikshme për drejtimin tërthor të urës, në të cilin kufizimet nuk janë të mjaftueshme për të mbajtur trarët të pashkëputur.

Për sa i përket pikës 2 të shtruar më lart, është e nevojshme që të kryhen ndërhyrje për përballimin e forcës prerëse midis murit dhe pllakës.

5.11.2 Ndërhyrja në çerniera, fuga dhe mbështetje

Shkatërrimi i çernierave nuk cenon nivelin e performancës së synuar (“sigurim i jetës”) të urës së Kukësit në Drinin e Zi. Pas një tërmeti me shpejtim të truallit a_g , ura mbetet e kalueshme, pavarësisht nevojës për riparim të çernierave. Gjithsesi, situata e mësipërme mund të shkaktojë dëmtim të asfaltit dhe trotuareve. Ndërhyrjet e nevojshme në çerniera do ishin:

- Pastrim dhe mirëmbajtje e vazhduar e fugave dhe çernierave

Në figurat e mëposhtme duket se fugat dhe çernierat kanë nevojë për pastrim nga materialet e ngurta, mbrojtje nga lagështia dhe mirëmbajtje, me qëllim funksionimin e tyre sipas parashikimeve dhe me qëllim lehtësimin e aksesit në ‘to në situata post-sizmike.



Fig. 5-55 Foto të fugave në mbështetjen e trarëve dytësorë në ballna dhe në konsola

- Vendosje e pajisjeve të përshtatshme të fugave

Situata ekzistuese paraqitet me fuga të asfaltuara në pjesën kaluese (figura e mëposhtme).



Fig. 5-56 Foto e pjesës kaluese të urës, hapësira e fugave e asfaltuar

Kjo bën që asfalti të dëmtohet lehtësisht në situatë sizmike, madje edhe për efekte të temperaturës. Rekomandohet që të bëhet ndërhyrje për vendosjen e pajisjeve zgjeruese që lejojnë hapjen dhe mbylljen e fugës pa dëmtuar asfaltin.

- Zëvendësim i mundshëm i çernierave

Për nevoja të reagimit strukturor, një zëvendësim i çernierave nuk është i nevojshëm, për arsye që u diskutuan më lart. Gjithsesi, një ndërhyrje e tillë do i sillte urës përfitime për përballimin sa më efikas të situatave pas tërmeteve të fuqishëm.

- Përforcimi i lidhjeve tërthore në mbështetje

Lidhjet tërthore në mbështetjet e trarëve në konsola janë të cenueshme në situatë sizmike. Ashtu siç u tregua në paragrafin 5.9.2, kunjat e çernierave mund të këputen në rastin e një tërmeti të fuqishëm, gjë që e lë strukturën dytësore pa kufizime tërthore përveç forcës së fërkimit dhe blloqeve kufizues, të cilët rezultojnë të pamjaftueshëm për përballimin e forcës.

Si zgjidhje, rekomandohet ndërtimi i blloqeve prej betoni me armaturë të fiksuar me rezina epokside, që kufizojnë lëvizjen në drejtimin tërthor të urës (si në figurën e mëposhtme).

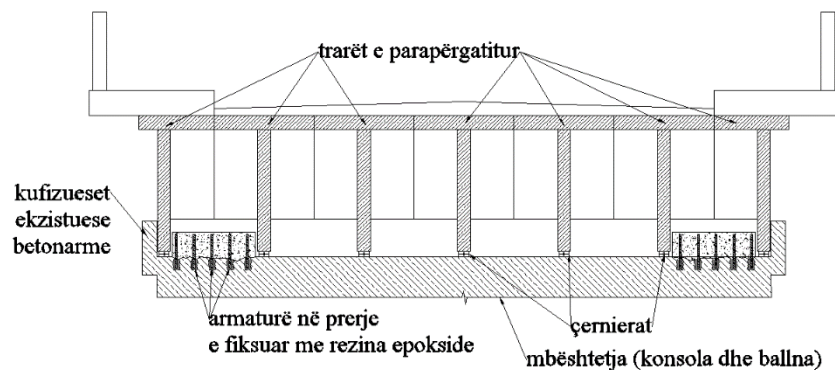


Fig. 5-57 Skicë e zgjidhjes së propozuar për kufizimet në drejtimin tërthor të urës

5.11.3 Ndërhyrja në trarët dytësorë

Vendosja e armaturës së kërkuar mund të realizohet në disa mënyra, ndër të cilat:

- Çmontimi i trarëve, prishja dhe rindërtimi i pllakës;
- Thyerja e betonit të pllakës deri në një thellësi të caktuar, vendosja e kunjave, ruajtja e armaturës gjatësore, vendosja e armaturës së re dhe betonimi;
- Përdorimi i fibrave të karbonit;

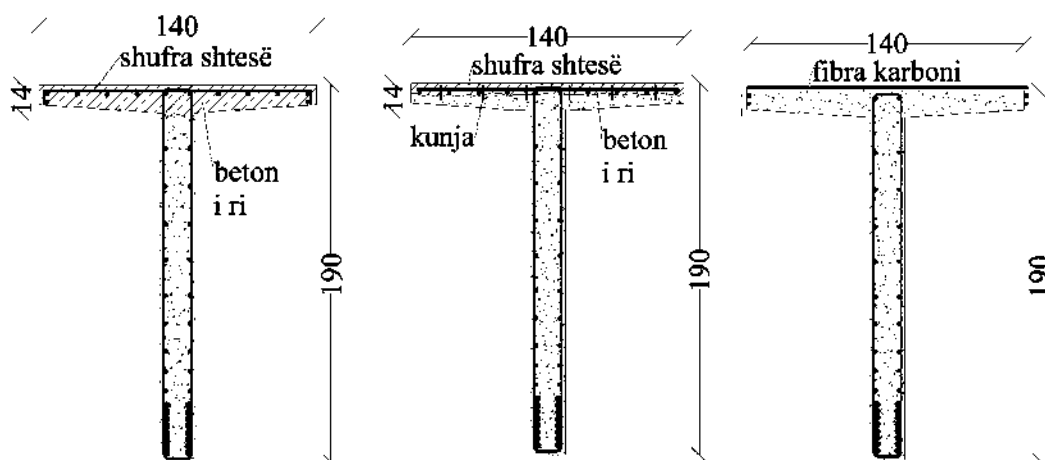


Fig. 5-58 Variante të zgjidhjes për trarët "T"

Ndër variantet e mësipërme, ai me rindërtim të plotë të pllakës do kërkonte çmontimin e trarëve dhe rivendosjen e tyre. Varianti me thyerje të pjesshme të pllakës mund të realizohet pa e çmontuar traun vetëm nëse kufizohen ngarkesat dhe merren masa suplementare për përballimin e tyre pa u shkatërruar betoni në zonën e shtypur. Varianti me fibra karboni është ndër më të përshtatshmit për nga teknologjia e zbatimit, pasi aplikohet lehtësisht dhe nuk cenon sigurinë e traut në asnjë moment gjatë zbatimit, për më tepër që sasia e armaturës shtesë të nevojitur është e vogël. Në të tre variantet e mësipërme, prishje e asfaltit në zonën e ndërhyrjes është e pashmangshme.

5.12 Literatura

- [1] Priestley, M. J. N, Seible F, Calvi G. M. - “Seismic design and retrofit of bridges” John Wiley & Sons 1996
- [2] Buckle I., Friedland I., Mander J., Martin G., Nutt R., Power M, (U.S Department of Transportation- Federal Highway Administration) - “Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges”, 2006
- [3] Pinto P.E., Franchin P., Lupoi A. - “Valutazione e Consolidamento Sismico dei Ponti Esistenti” IUSS Press, 2009
- [4] Aliaj, S., Koçiu, S., Muço, B., Sulstarova, E. “Sizmiciteti, sizmotektonika dhe vlerësimi i rrezikut sizmik në Shqipëri” Akademia e Shkencave e Shqipërisë, Tiranë, 2010
- [5] CEN (Comité Européen de Normalisation) - EN 1991-2 – Veprimet në struktura – Pjesa 2: Ngarkesat e trafikut në ura, 2003
- [6] CEN (Comité Européen de Normalisation) - EN 1992-1: Projektimi i strukturave prej betoni – Pjesa 1-1: Rregulla të përgjithshme dhe rregulla për ndërtesat; 2004
Pjesa 2: Urat prej betoni – Projektimi dhe rregulla detajimi, 2005
- [7] CEN (Comité Européen de Normalisation) – Draft SSH EN 1998-1: Projektimi i strukturave për rezistencë ndaj tërmetit – Pjesa 1: rregulla të përgjithshme, veprimet sizmike dhe rregulla për ndërtesat, 2004;
Draft SSH EN 1998-2: Urat, 2005;
Variant shqip, projekti i Bankës Botërore “Rishikimi dhe përmirësimi i kodeve të ndërtimit në Shqipëri” – Komponenti III “Përballimi dhe zbutja e riskut nga fatkeqësitë”, përgatitur nga UTS-01, 2012;
- [8] CEN (Comité Européen de Normalisation) - EN 1998-3: Vlerësimi dhe riaftësimi i ndërtesave, 2005
- [9] Wilson E. - “Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures” Computers and Structures, Inc. 2002

- [10] Negovani K, Verdha N. - “Konstruksione prej betoni të armuar”, Universiteti i Tiranës 1974
- [11] Mosley B., Bungey J., Hulse R. - “Reinforced concrete design to Eurocode 2”, Sixth edition, Palgrave MacMillan 2007
- [12] Pojani N. - “Inxhinieria Sizmike”, Toena, 2003
- [13] Skënderi S., Lako N., Pojani N., Softa F. - “Teoria e strukturave – Statika”, SHBLU, 1991
- [14] Çeku B., Çerepi P., Gjadri E. - “Ura dhe tunele”, Universiteti i Tiranës, 1983
- [15] Çeku B., Çerepi P., Poloska R. - “Ura – shembuj numerikë”, Universiteti i Tiranës 1985

6 Kapitulli VI – Ura e Dragotit

6.1 Pak histori

Ura e Dragotit është një vepër arti e rëndësishme përgjatë aksit rrugor Tepelene – Këlcyrë – Përmet (pjesa Tepelenë – Këlcyrë) dhe njëkohësisht është ura me hapësirë drite më të madhe në Shqipëri prej 108m. Kjo urë lidh dy anët e kësaj rruge mbi lumin Vjosë.



Fig. 6-1 Foto urës Dragotit

Disa nga variantet e projektit për këtë urë marrë nga arkivi i Ministrisë së Ndërtimit.

Varianti 1

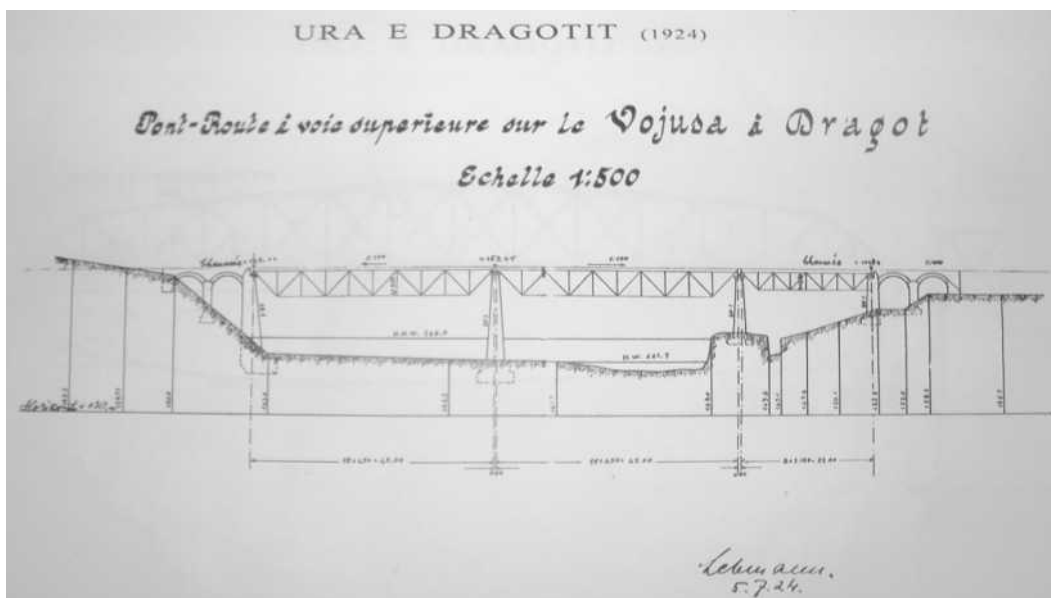


Fig. 6-2 Varianti I i propozuar nga Lekuar inxhinier Francez 05.07.1924

Në këtë projekt ura është me 3 hapësira drite (2x45+1x25) dhe me harqe betoni në të dyja krahët. Mbistruktura e urës është e projektuar me traliçe hekuri të përmbysura. Nënstruktura është beton arme (pilat dhe themelet). Themelet janë të shkallëzuar për

këmben e mesit dhe të thjeshtë për këmbët anësore. Gjatësia e urës është $L=157.5$ m dhe gjerësia e saj 7m.

Varianti 2

Po në vitin 1924 kemi projektin e përafërt me urën e sotme me 2 hapësira drite (2x40) dhe me harqe betoni në anën e rrugës për Tepelenë e paraqitur si më poshtë.

Shohim që mbistruktura e rrugës është projektuar me traliçe hekuri dhe nga ana konstruktive ka të njëjtin konstruksion metalik si ura e Lekuarit. Nënstruktura është beton arme (këmbët dhe themelet). Themelet e këmbëve janë të thjeshta. Gjatësia e urës është $L=132.5$ m dhe gjerësia e saj 7.4m (rrugë automobilistike 4m dhe trotuar 2×1.7 m).

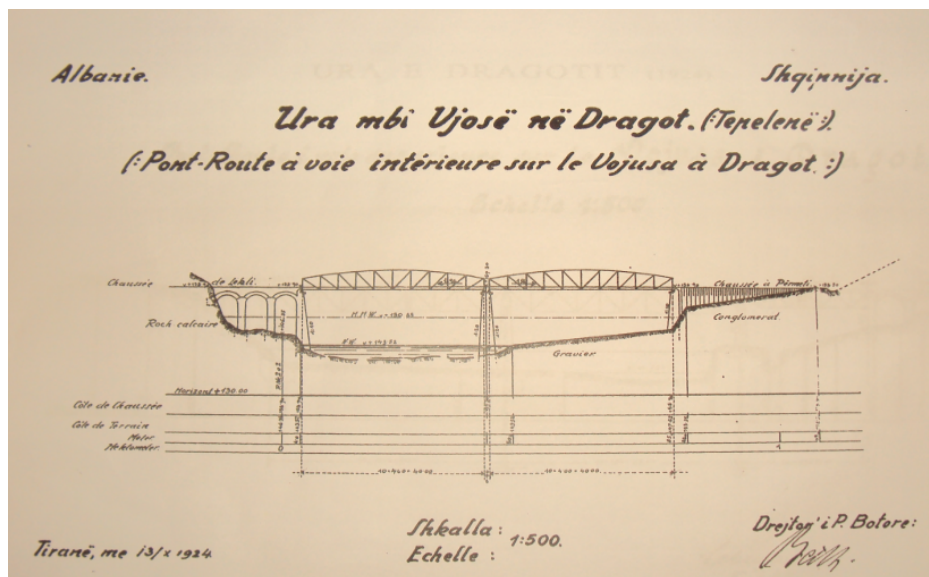


Fig. 6-3 Varianti i II i propozuar nga Lekuar inxhinier Francez 05.07.1924

Varianti 3

Propozuar nga projektuesi austriak Ing.Weis në vitin 1928 kemi projektin e urës me 3 hapësira drite ($2 \times 49 + 1 \times 15$).

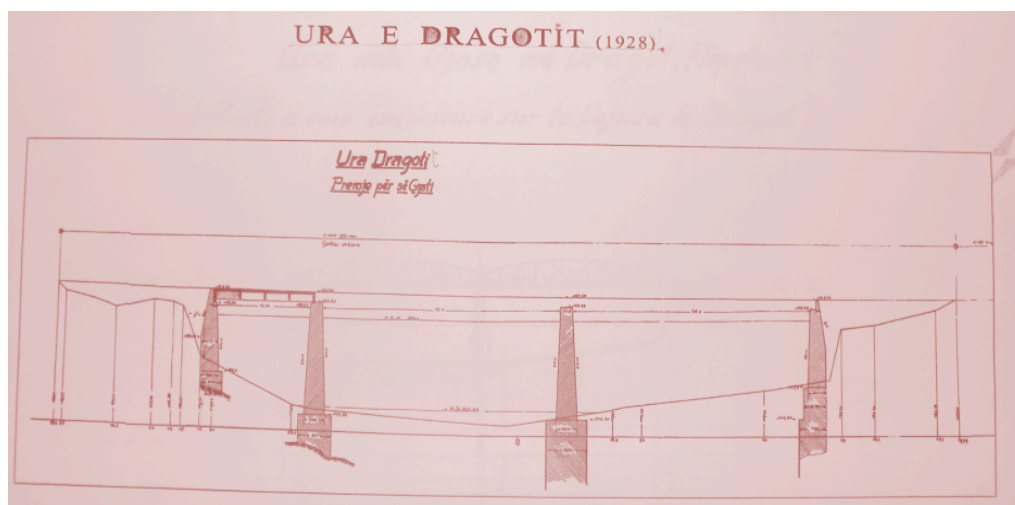


Fig. 6-4 Varianti i III i propozuar nga Inxhinier Weis në vitin 1928

Mbistruktura dhe nënstruktura e urës janë beton arme .Themelet e këmbëve janë të thjeshtë. Gjatësia e urës është $L=149.4\text{m}$ dhe gjerësia e saj 7.4m (gjerësi kalimi të mjeteve 4m dhe trotuar $2 \times 1.7\text{m}$).

Varianti 4

Studioja e projektimit WAGNER – BIRO A.G.Graz në vitin 1934 jep afërsisht projektin e urës së sotme, duke dhënë një projekt ambicioz si nga ana inxhinierike, por dhe nga ana e paraqitjes arkitektonike. Mbistruktura e urës është 1 hapësirë drite (1×108) e projektuar me traliçe hekuri e kapriata vertikale.

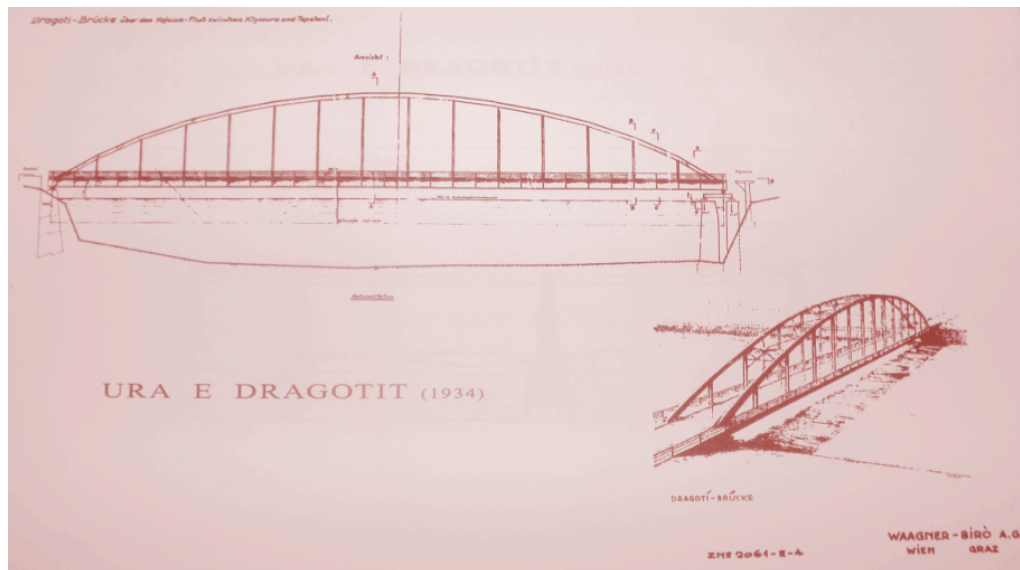


Fig. 6-5 Varianti i IV i propozuar nga Studio WAGNER – BIRO A.G.Graz në vitin 1934

Nënstruktura është beton arme (shpatet anësore) dhe lidhja e saj me mbistrukturën është me çerniera të lëvizshme dhe të palëvizshme. Gjatësia e urës është $L= 110\text{m}$ dhe gjerësia e saj është 7.4m (rrugë automobilistike 4m dhe trotuar $2 \times 1.7\text{m}$).

Varianti 5

Në vitet 1934 - 1935 kemi projektin përfundimtar nga Ing. Confatonier i studios italiane ANSALDO s.a.

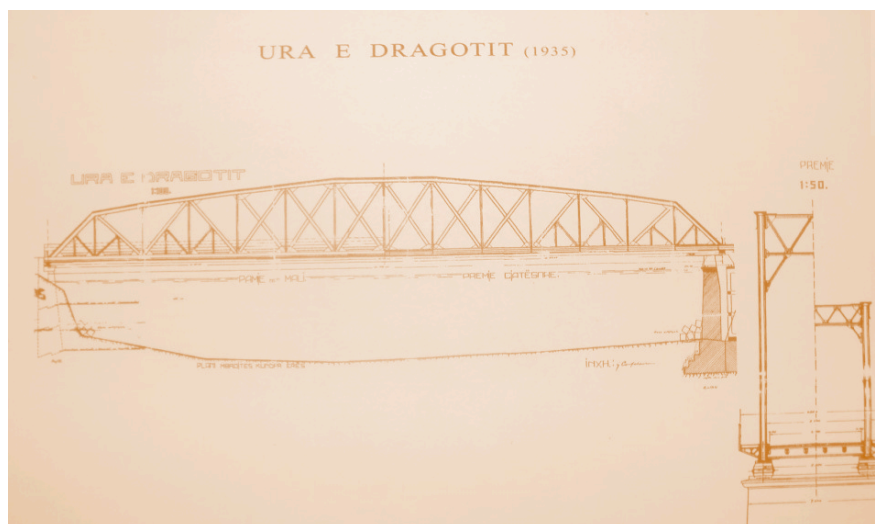


Fig. 6-6 Varianti i IV i propozuar nga inxhinier Confatonier në vitin 1934-1935

Ndryshimi nga projekti i mëparshëm është se traliçet e hekurit janë me kapriata te kombinuara. Nënstruktura është beton arme (shpatet anësore) dhe lidhja e saj me mbistrukturën me çerniera te lëvizshme dhe te palëvizshme. Gjatësia e urës është $L=110\text{m}$ e gjerësia e saj 7.5m (rruge automobilistike 4.7m e trotuar 2×1).

6.2 Përshkrimi i urës

Mbistruktura e urës është një sistem kapriatë i thjeshtë prej çeliku me kalim nga poshtë. Zgjedhja e një sistemi të tillë varet nga shumë faktorë, por më kryesori është mbulimi i një hapësire të madhe si dhe pamundësia e ndërtimit në anën e poshtme pasi kjo mund të pengonte rrjedhën e lumit, për të cilën trarët me seksion të plotë bëhen të rëndë dhe të vështirë për t'u vendosur. Mbistruktura përbëhet nga dy kapriata me hapësirë drite 108m dhe lartësi maksimale 12m , me kalim nga poshtë dhe me brez të sipërm poligonal. Brezi i sipërm i kapriatës ka formë poligonale për shkak të hapësirës së madhe dhe se në këtë mënyrë sigurohet një shpërndarje më uniforme e sforcimeve në të dy brezat. Gjithashtu forma poligonale bën të mundur zvogëlimin e gjatësisë së lirë dhe uljen e sforcimeve në elementët pranë mbështetjeve.

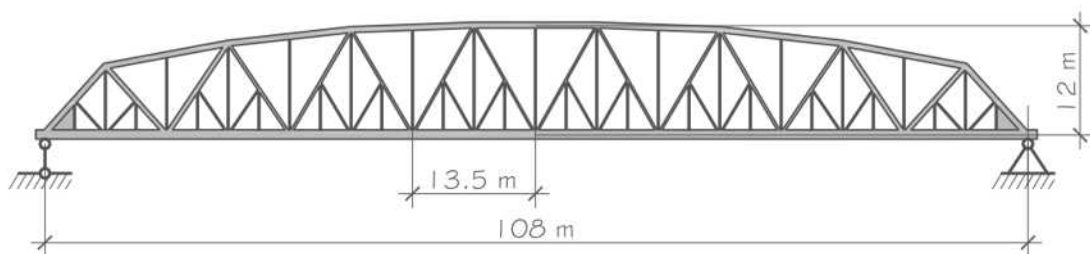


Fig. 6-7 Pamje skematike ballore

Rrjetëzimi i kapriatës është me sistemin trekëndore (diagonalet) si dhe me shufra shtesë vertikale të vendosura çdo 6.75m . Këto elemente vertikale shtese duke u lidhur me brezin e sipërm zvogëlojnë gjatësinë e lirë të brezit që punon në shtypje, kur zbresin në brezin e poshtëm shërbejnë për të zvogëluar gjatësinë e paneleve të pjesës kaluese. Si një ure me

hapësirë të madhe, rrjetëzimit të kapriatës i shtohen dhe elementë të tjerë shtesë që janë shprengelat. Shprengelat janë të vendosur poshtë dhe ndihmesa e tyre konsiston në shpërndarjen sa më uniforme të sforcimeve në brezin e poshtëm si dhe zvogëlimin e gjatësisë së lirë të paneleve të pjesës kaluese.

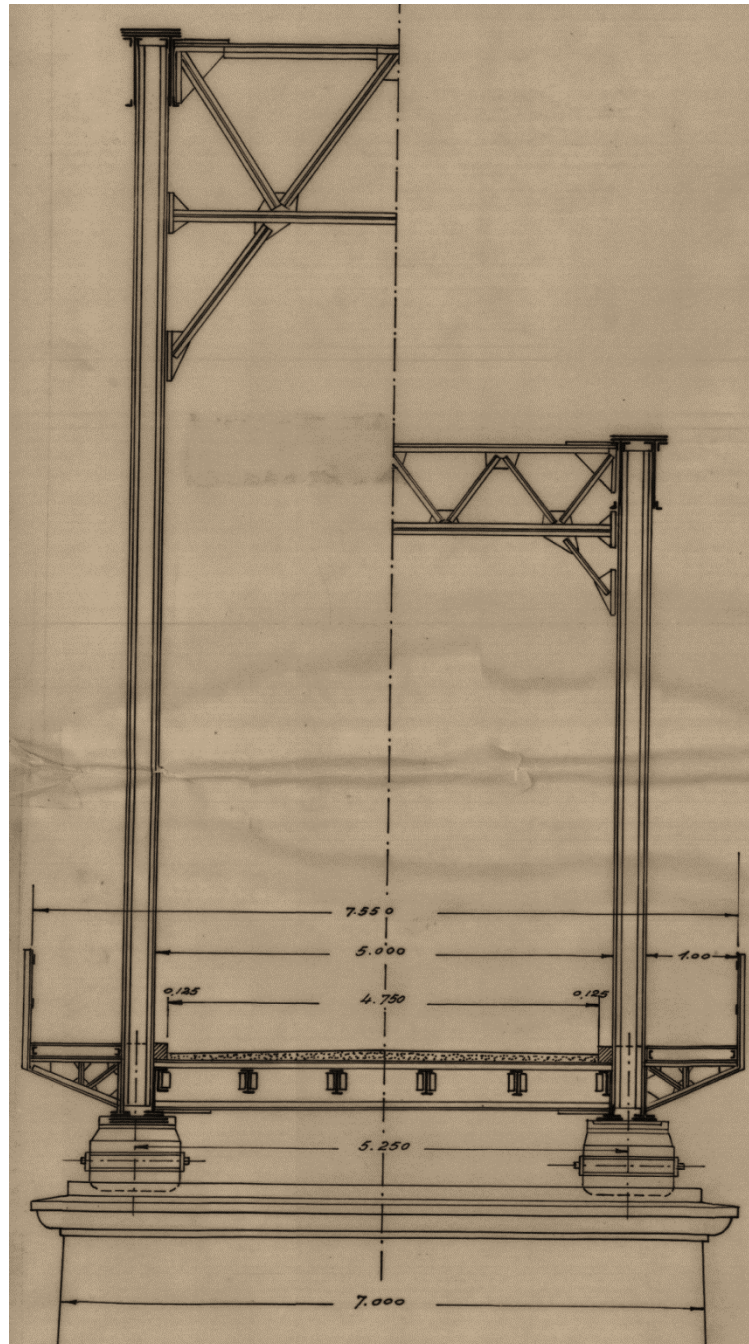


Fig. 6-8 Prerje skematike tërthore e urës

Interaksi midis dy kapriatave është 5.43m, kjo në funksion të mjeteve lëvizëse dhe konstruksionit të pjesës kaluese. Trotualet me gjerësi 1m dalin jashtë kapriatave në formë konsoli.

Konstruksioni i pjesës kaluese është një strukturë e përberë nga shtresat e rrugës, panelet metalike, trarët gjatësorë dhe trarët tërthorë. Shtresa e rrugës ka një trashësi mesatare prej 20cm e përbërë nga çakulli dhe material bituminoz. Nën këtë shtresë janë vendosur panelet metalike çdo 18cm dhe me një gjatësi 75cm, të mbështetur mbi trarët gjatësorë. Trarët gjatësorë kanë një gjatësi prej 3.375m dhe janë vendosur mbi trarët tërthor në një distancë interaksionale prej 0.75m. Funkcioni i tyre është që të transmetojnë ngarkesën që marrin nga vija e kalimit mbi trarët tërthorë. Trarët tërthorë bëjnë transmetimin e ngarkesës që marrin nga trarët gjatësorë, në kapriata. Ata kanë një gjatësi prej 5.0m dhe janë të vendosur çdo 3.375m.

Për të ruajtur qëndrueshmërinë tërthore, formën në hapësirë dhe shtangësinë e mbistrukturës, kapriatat lidhen midis tyre me një sistem lidhjesh gjatësore në brezin e sipërm dhe të poshtëm. Një funksion tjetër i këtyre lidhjeve është dhe transmetimi i forcave horizontale të erës, goditjeve tërthore që vijnë nga ngarkesat e lëvizshme, në mbështetjet e kapriatave. Gjithashtu lidhjet marrin pjesë dhe në shpërndarjen e ngarkesave, kur ngarkohet vetëm njëra anë me ngarkesë vertikale.

Seksioni tërthor i elementeve të kapriatës përbëhet nga pllaka dhe profile metalike.

Brezat e kapriatës kane një seksion tërthor të përberë asimetrik kundrejt boshtit horizontal. Brezi i poshtëm përbëhet nga 2 mure vertikale të ndarë, të lidhur secili me nga 2 profile dhe pllaka metalike nga poshtë. Për të ndihmuar në punën e përbashkët të këtyre 2 “trarëve të ndarë”, përgjatë gjatësisë së tyre në nivelin e poshtëm, janë bashkuar me pllaka horizontale në një hap të caktuar. Brezi i sipërm përbëhet nga 2 mure vertikale, të lidhur secili me nga 2 profile dhe të bashkuar nga pllaka metalike të vendosura nga sipër duke i dhënë seksionit formën e gërmës “U” të përmbysur. Në varësi të sforcimeve, ndryshimi i sipërfaqes së seksionit tërthor të brezave është realizuar me ndryshimin e numrit dhe trashësisë së seksionit të pllakave metalike, duke mos ndryshuar në këtë mënyrë gjerësinë e elementit.

Elementet e rrjetëzimit të kapriatës kanë një seksion tërthor të përberë nga profila dopio “U” që lidhen me njëri – tjetrin me pllaka horizontale, duke ruajtur një largësi midis dy degëve të elementeve që i korrespondon gjerësisë së brezave të kapriatës.

Seksioni tërthor i elementeve të lidhjeve përbëhet nga 2 profila të veçantë të lidhur përgjatë gjatësisë me pllaka bashkuese.

6.3 Vlerësimi paraprak i urës së Dragotit

Mbështetur në paragrafin 2.4, në vijim do bëhet një vlerësim i përgjithshëm i urës lidhur me nevojat për riaftësimin strukturor të saj.

6.3.1 Kategoria e Riaftësimit Sizmik të urës së Dragotit

Hapi I

Nisur nga viti i ndërtimit të urës, mund të thuhet se niveli i jetëgjatësisë së mbetur të kësaj ure është ASL1 (pra, 0-15 vite).

Për nga kushtet gjeologjike dhe gjeoteknike të terrenit, ura mund të klasifikohet në kategorinë “A” sipas Eurokodeve (bazament shkëmbor) dhe “B” sipas AASHTO.

Hapi II

Nga rezultatet e hapit të parë, mund të thuhet se shkalla e performancës së pritshme për këtë urë është PL 0 pra, për urën nuk kërkohet një minimum performance edhe pse ajo mund të konsiderohet e rëndësishme nga pikëpamja kulturore e historike.

Hapi III

Rreziku sizmik, për zonën e ndërtimit të urës është marrë nga studimi “Sizmiciteti, sizmotektonika dhe vlerësimi i rrezikut sizmik në Shqipëri”, i Akademisë së Shkencave të Shqipërisë, i botuar në vitin 2010.

Sipas këtij studimi, shpejtimi maksimal referencë i truallit është 0.241g. Me qëllim llogaritjen e S_{D1} në përputhje me “Manualin e Riaftësimit Sizmik të Strukturave të Rrugëve Automobilistike”, vlejné arsyetimet e mëposhtme:

S_{D1} është vlera spektrale për $T=1s$, e cila përfshin efektet gjeoteknike, për periudhë rikthimi të tërmetit 1000 vjet. Vlera a_{gR} e marrë nga harta e mësipërme duhet korrigjuar për periudhë rikthimi 1000 vjet (shih paragrafin 3.1.1):

$$a_g = \gamma_I a_{gR} = (T_{LR}/T_L)^{-1/k} a_{gR} = (475/1000)^{-1/3} 0.241g = 0.309g$$

Vlera spektrale për $T=1s$, është:

$$S_{D1} = S_e(T=1) = a_g S_{\eta} 2.5 (T_C / T) = 0.309g \times 1 \times 1 \times 2.5 \times (0.4 / 1) = 0.309g \text{ (për spektër të tipit të parë, trualli Tipi A sipas Eurokodeve);}$$

$$S_{D1} = S_e(T=1) = a_g S_{\eta} 2.5 (T_C / T) = 0.309g \times 1 \times 1 \times 2.5 \times (0.25 / 1) = 0.244g \text{ (për spektër të tipit të dytë, trualli Tipi A sipas Eurokodeve).}$$

Për qëllime të këtij studimi do përdoret spektri i tipit të parë, i cili rezulton më e pafavorshëm për urën e Dragotit. Pra, do pranohet $S_{D1}=0.309g$.

Për këtë rrezik sizmik, mbështetur në Tab. 2-2, niveli i rrezikut sizmik do pranohet SHL III. Më tej, nga Tab. 2-3 marrim klasifikimin e urës në kategorinë e riaftësimit sizmik SRC A.

Mbështetur në skemën e përgjithshme të Fig. 2-7, themi se procedura e vlerësimit paraprak mund të ndërpritet në këtë moment, pa vijuar me vlerësimin e vulnerabilitetit të urës, pasi kategoria e riaftësimit sizmik të urës së Dragotit është “A”.

6.3.2 Përfundime të vlerësimit paraprak

Duke ndjekur procedurën e mësipërme arrihet në përfundimin që për urën e Dragotit nuk rekomandohet riaftësim sizmik, e siç u shpjegua edhe më lart, arsye kryesore për këtë përfundim është koha e gjatë e shfrytëzimit të kësaj ure (kategoria ASL 1). Megjithatë, nisur nga kërkesat të tjera kulturore e historike, riaftësimi i kësaj ure është i nevojshëm.

6.4 Modelimi i strukturës ekzistuese

6.4.1 Të përgjithshme

Modeli llogaritës i urës është bërë në programin CSI Sap2000 dhe është marrë si e dhënë nga Prof. Asoc. Niko Lako.

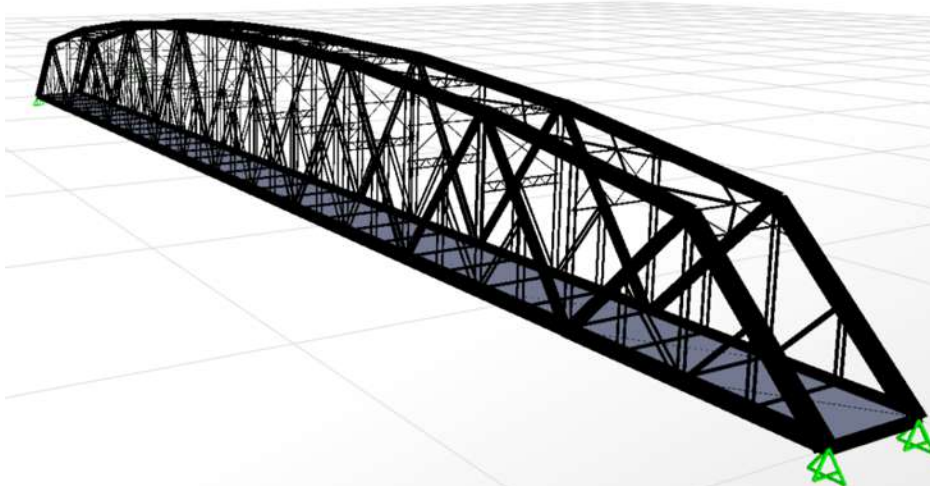


Fig. 6-9 Pamje 3D e modelit të urës së Dragotit

Të gjithë elementët e strukturës janë realizuar dhe modeluar si në projektin bazë. Skema e realizuar në model. Mbistruktura është një sistem kapriatë e thjeshtë me kalim nga poshtë. Ajo përbëhet nga dy kapriata me hapësirë drite 108m, distancë aksiale midis dy kapriatave 5.43m dhe lartësi maksimale 12m.

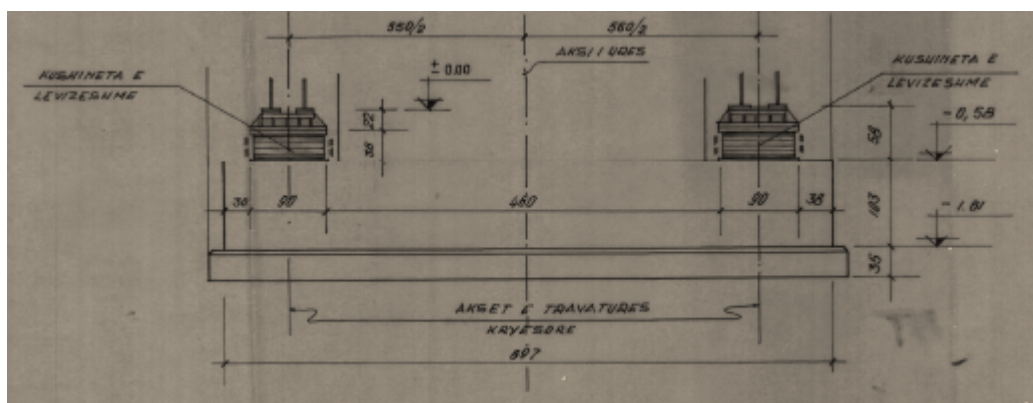


Fig. 6-10 Kushineta e lëvizshme (Riparimi i projektit në vitin 1957)

Lidhja me nënstrukturën bëhet me çerniera të lëvizshme (nga ana e Tepelenës) dhe të palëvizshme (nga ana e Dragotit). Çerniera e palëvizshme ka 3 shkallë lirie dhe siguron rrotullimin e lirë të mbistrukturës në të tre drejtimet. Çerniera e lëvizshme ka 4 shkallë lirie nga të cilat 3 sigurojnë rrotullimin e lirë të mbistrukturës në të tre drejtimet dhe një shkallë lirie siguron spostimin e lirë të mbistrukturës vetëm në drejtimin gjatësor.

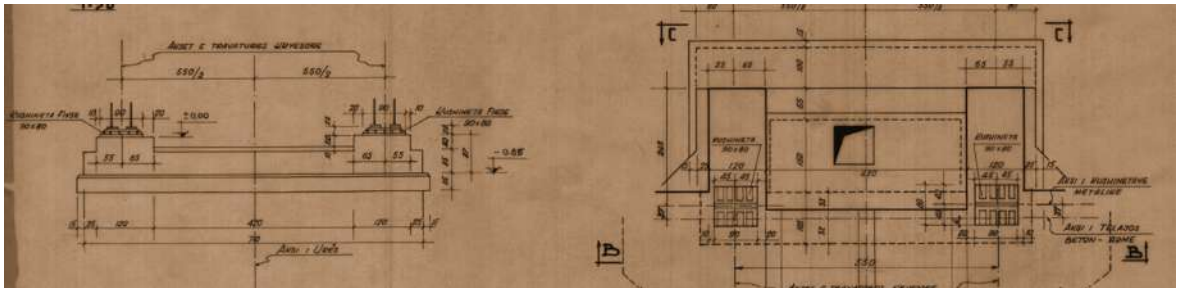


Fig. 6-11 Kushineta e palëvizshme (Riparimi i projektit në vitin 1957)

Elementet e përdorur në modelin e urës së Dragotit:

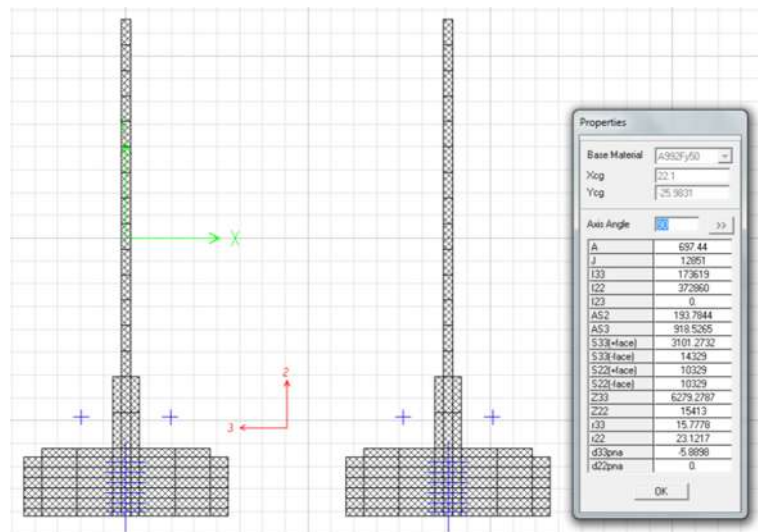


Fig. 6-12 Brezi i poshtëm në seksionin e mesit

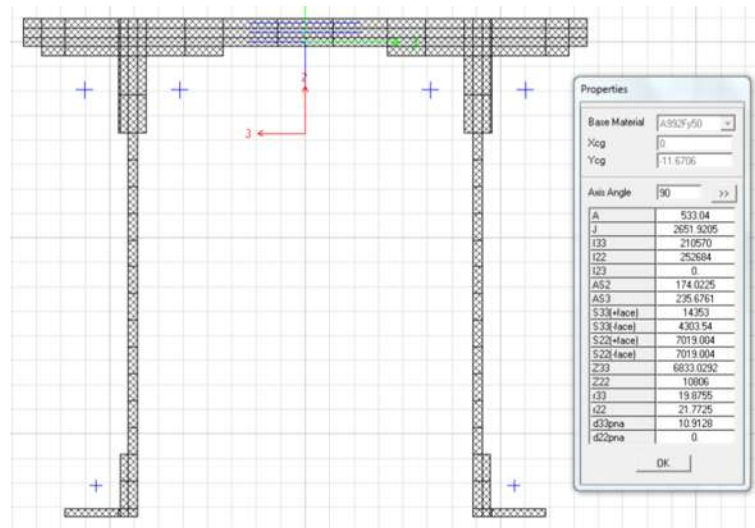


Fig. 6-13 Brezi i sipërm seksioni pranë mbështetjeve

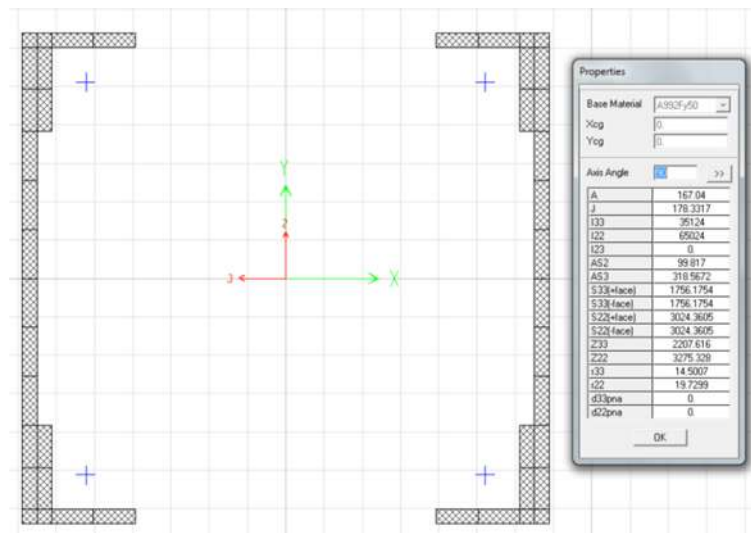


Fig. 6-14 Diagonalet

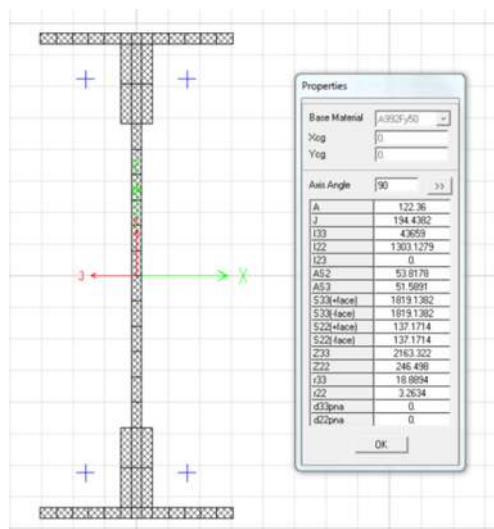


Fig. 6-15 Trarët tërthor

Pjesa kaluese është modeluar me elementë pllakë (“shell”), me trashësi $t=25\text{cm}$ dhe materiali ka një peshë volumore prej $\gamma=26.2\text{ kN/m}^3$.

6.4.2 Ngarkesat

Ngarkesa e përkohshme është marrë skemë-ngarkesa N-13, sipas KTP – 21-78 dhe LM-1 sipas EK 1, Pjesa 2.

Ngarkesa e turmës për trotualet është marrë sipas KTP – 21-78.

Ngarkesa erës është marrë me intensitet si me poshtë:

Në prani të ngarkesës së lëvizshme është marrë 50 kg/m^2 dhe lartësi të shiritit të mjeteve 2.5m, ndërsa në mungesë të ngarkesës së lëvizshme është marrë 180 kg/m^2 .

Ngarkesa sizmike është marrë në përputhje me EK 8, Pjesa 1, ndërsa shpejtimi i truallit është marrë nga botimi i Akademisë së Shkencave të Shqipërisë (2010). Për truall të

kategorisë A, shpejtimi referencë është $a_g=0.241g$. Faktori i rëndësisë γ_1 është pranuar 1, si për urat e zakonshme.

6.5 Format e lëkundjeve dhe analiza spektrale

6.5.1 Paraqitja e formave të lëkundjeve

Nga një analizë e formave të lëkundjeve, rezulton se forma e parë dhe e dytë e lëkundjeve i korrespondon lëvizjes translative të pilave në drejtimin gjatësor.

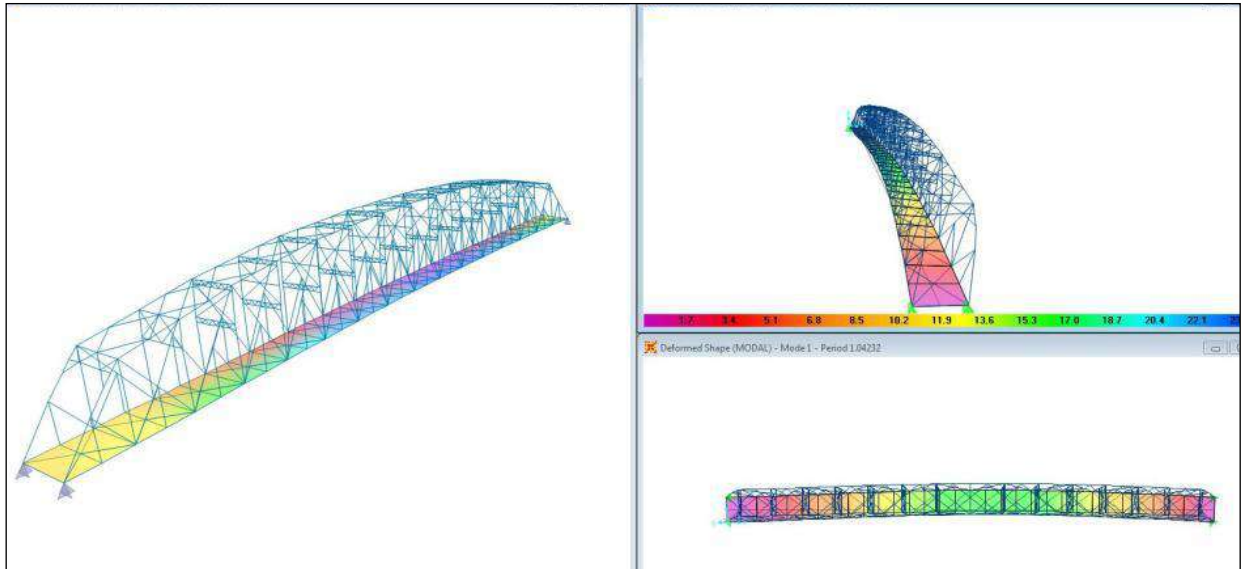


Fig. 6-16 Forma e parë e lëkundjeve, $T=1.184s$

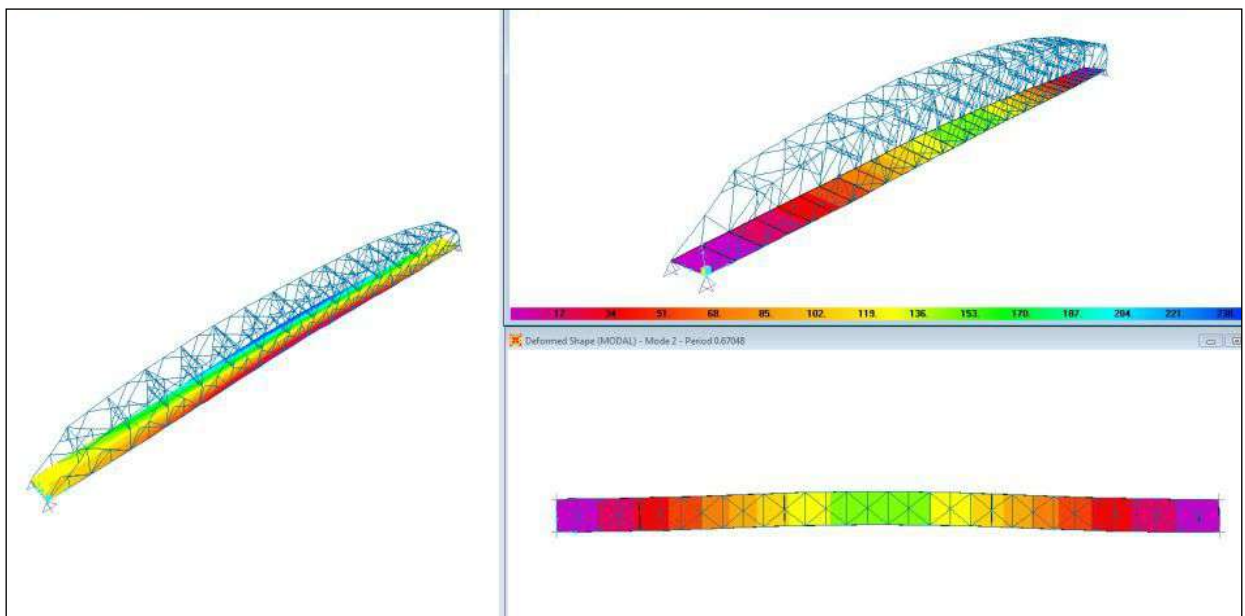


Fig. 6-17 Forma e dytë e lëkundjeve, $T=0.670s$

Figurat e mësipërme, paraqesin dy format e para të lëkundjeve vetjake të urës. Në mënyrë të përmblodhur, për pesë format e para të lëkundjeve, të dhënat kryesore paraqiten në tabelën e mëposhtme.

Tab. 6-1 Periodat për 5 format e para të lëkundjeve të urës

Forma	Perioda (sekonda)	Përshkrim
1	1.184	Lëvizje translativë në drejtimin tërthor (forma gjysmë gjatësie vale)
2	0.670	Lëvizje rrotulluese kundrejt boshtit gjatësor të urës
3	0.6128	Lëvizje translativë e dy elementeve qendror vertikal te rrjetit, drejtimi gjatësor
4	0.6124	Lëvizje translativë e dy elementeve qendror vertikal te rrjetit, drejtimi gjatësor
5	0.6085	Lëvizje translativë e një elementi qendror vertikal te rrjetit, drejtimi gjatësor

6.6 Analiza strukturore

6.6.1 Rezultatet e analizës nga ngarkesa të lëvizshme N-13

Nga analiza me ngarkesa të lëvizshme, janë nxjerrë forca normale për pozicionin më të disfavorshëm të mjetit. Për kombinimin bazë me këtë ngarkesë, rezultatet paraqiten në figurën e mëposhtme.

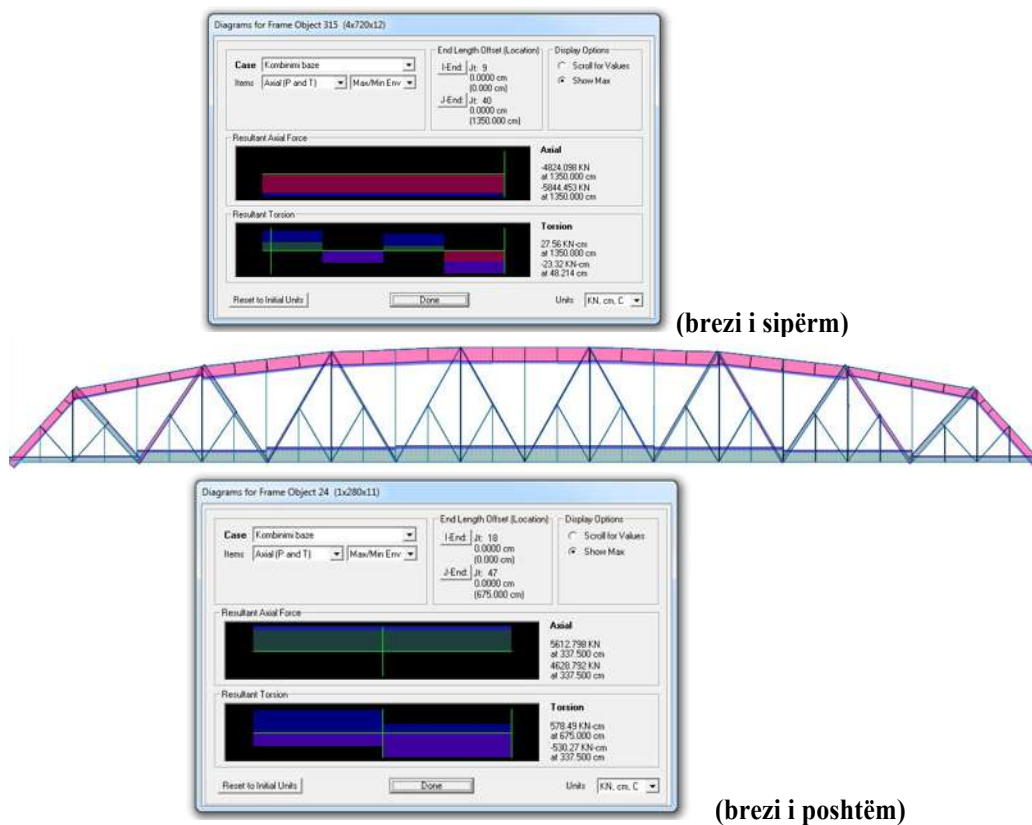


Fig. 6-18 Forca normale për ngarkesën N-13 (ngarkimi maksimal)

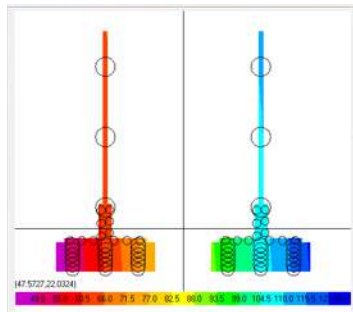


Fig. 6-19 Sforcimet në seksionin tërthor të brezit të poshtëm

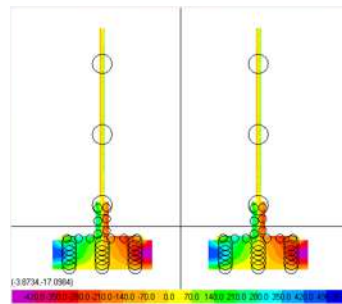


Fig. 6-20 Sforcimet prerëse në seksionin tërthor të brezit të poshtëm

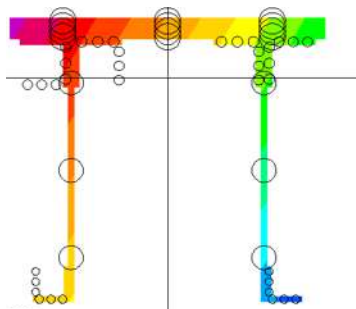


Fig. 6-21 Sforcimet në seksionin tërthor të brezit të sipërm

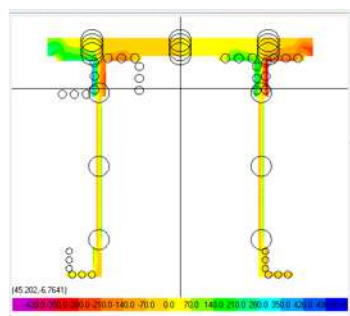


Fig. 6-22 Sforcimet prerëse në seksionin tërthor të brezit të sipërm

Ulja në mes të hapësirës është 14.65cm. Skema e deformuar paraqitet në Fig. 6-23.

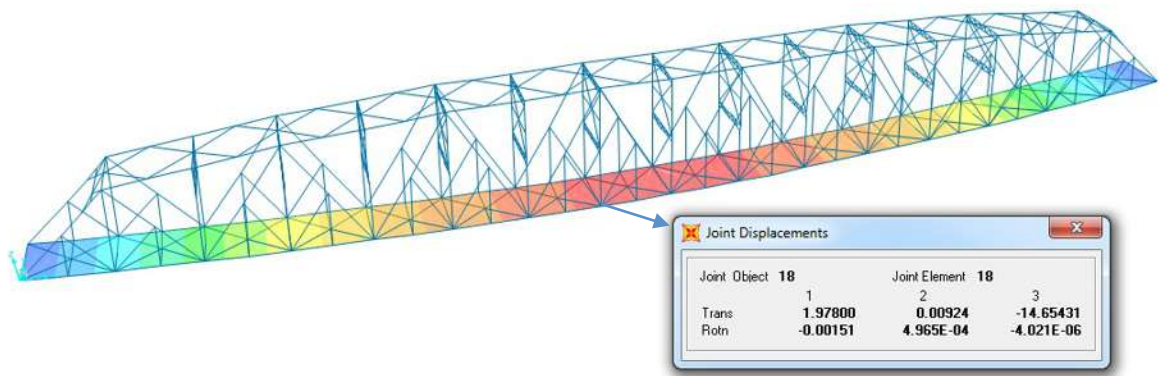


Fig. 6-23 Skema e deformuar për kombinimin kryesor të trafikut (zhvendosjet në cm)

Nga kjo analizë rezulton se ura plotëson kushtet për kalimin e ngarkesës N-13 kombinimi bazë sipas KTP- 21-78.

Për kombinimin sipas Eurokodeve, siç u përmend edhe më lart, është marrë në konsideratë LM-1 dhe pesha vetjake. Për këtë kombinim, sforcimet në elementë e kalojnë rezistencën e tyre, d.m.th., struktura nuk i plotëson kërkesat e Eurokodeve për përballimin e ngarkesave të trafikut.

6.6.2 Analiza statike jolineare “pushover”

Për analizën “pushover” u shfrytëzua modeli ekzistues i urës, duke bërë ngarkim gradual sipas drejtimit të gravitetit e duke monitoruar uljen e nyjës së mesit të hapësirës.

Për shkak të skemës “statikisht të caktuar”, nuk pritet që analiza pushover të konkludojë në një kurbë kapaciteti me fazë plastike, pasi formimi i çernierës së parë plastike e kthen skemën në mekanizëm. Çernierat plastike këtu janë modeluar në tërheqje dhe shtypje, duke i ardhur për shtat natyrës së punës së elementëve të kapriatës.

Kështu, nga pesha vetjake, ura ulet 10cm, ndërsa në momentin e krijimit të “çernierës së parë” plastike, ulja maksimale është 28.45cm. Pas këtij çasti, kapacitetit bie menjëherë pasi është krijuar mekanizëm.

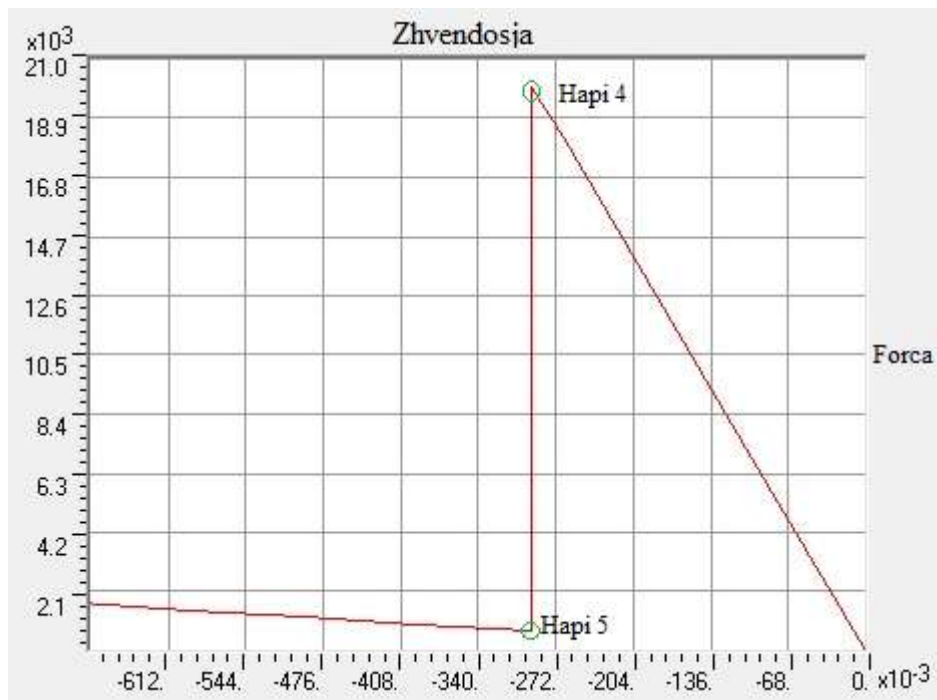


Fig. 6-24 Kurba pushover për ngarkim vertikal

Hapi i katërt i analizës përkon me çastin e krijimit të mekanizmit të shkatërrimit, siç paraqitet në Fig. 6-25. Në këtë çast janë krijuar çerniera plastike në elementët e brezit të sipërm dhe diagonaleve pranë mbështetjeve.

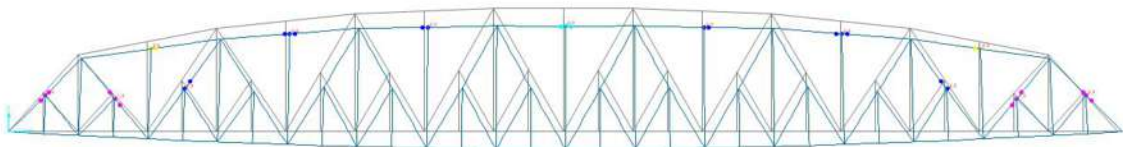


Fig. 6-25 Krijimi i mekanizmit të shkatërrimit

Më tej, në hapin e pestë të analizës tregohet zhvillimi i mëtejshëm i çernierave plastike deri në shkatërrim të elementëve, siç duket në Fig. 6-26.

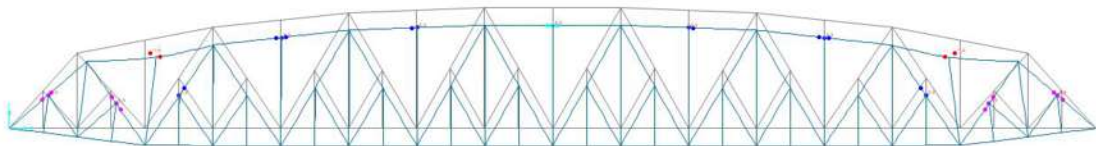


Fig. 6-26 Zhvillimi i çernierave plastike

6.7 Literatura

- [1] Priestley, M. J. N, Seible F, Calvi G. M. - “Seismic design and retrofit of bridges” John Wiley & Sons 1996
- [2] Ho T., Donikian R., Ingham T., Seim C., Pan A. (U.S Department of Transportation- Federal Highway Administration) – “Seismic Retrofitting Guidelines for Complex Steel Truss Highway Bridges”, 2006
- [3] Buckle I., Friedland I., Mander J., Martin G., Nutt R., Power M, (U.S Department of Transportation- Federal Highway Administration) - “Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges”, 2006
- [4] Pinto P.E., Franchin P., Lupoi A. - “Valutazione e Consolidamento Sismico dei Ponti Esistenti” IUSS Press, 2009
- [5] Aliaj, S., Koçiu, S., Muço, B., Sulstarova, E. “Sizmiciteti, sizmotektonika dhe vlerësimi i rrezikut sizmik në Shqipëri” Akademia e Shkencave e Shqipërisë, Tiranë, 2010
- [6] CEN (Comité Européen de Normalisation) - EN 1991-2 – Veprimet në struktura – Pjesa 2: Ngarkesat e trafikut në ura, 2003
- [7] CEN (Comité Européen de Normalisation) - EN 1993-1: Projektimi i strukturave prej çeliku – Pjesa 1-1: Rregulla të përgjithshme dhe rregulla për ndërtesat; 2005
Pjesa 2: Urat prej çeliku, 2006
- [7] CEN (Comité Européen de Normalisation) – Draft SSH EN 1998-1: Projektimi i strukturave për rezistencë ndaj tërmetit – Pjesa 1: rregulla të përgjithshme, veprimet sizmike dhe rregulla për ndërtesat, 2004;
Draft SSH EN 1998-2: Urat, 2005;
Variant shqip, projekti i Bankës Botërore “Rishikimi dhe përmirësimi i kodeve të ndërtimit në Shqipëri” – Komponenti III “Përballimi dhe zbutja e riskut nga fatkeqësitë”, përgatitur nga UTS-01, 2012;
- [8] CEN (Comité Européen de Normalisation) - EN 1998-3: Vlerësimi dhe riaftësimi i ndërtesave, 2005
- [9] Wilson E. - “Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures” Computers and Structures, Inc. 2002
- [10] Lako N. – “Konstruksione Metalike”, Universiteti i Tiranës
- [11] Pojani N. - “Inxhinieria Sizmike”, Toena, 2003
- [12] Çeku B., Çerepi P., Gjadri E. - “Ura dhe tunele”, Universiteti i Tiranës, 1983

- [13] Çeku B., Çerepi P., Poloska R. - “Ura – shembuj numerikë”, Universiteti i Tiranës 1985

7 Përfundime

Shqipëria ka një numër të konsiderueshëm urash të ndërtuara me standarde më të ulëta se të sotmet, për të cilat është i nevojshëm një studim i detajuar për të vlerësuar kapacitetin e tyre, veçanërisht në situata sizmike. Nëpërmjet përshkrimeve teorike dhe aplikimeve konkrete, në këtë temë u përshkrua procedura për vlerësimin paraprak dhe atë të detajuar të urave, me synimin që kjo procedurë të jetë e përdorshme edhe për urat e tjera në Shqipëri. Në paragrafët e mëposhtëm jepen shkurtimisht përfundimet kryesore të studimit dhe disa rekomandime për të çuar përpara vlerësimin sizmik të urave në Shqipëri.

7.1 Ura e Kukësit në Drinin e Zi

Nga ky studim rezulton se, pavarësisht kohës kur ajo është projektuar, ura e Kukësit në Drinin e Zi kënaq në vija të përgjithshme kërkesat bashkëkohore të projektimit sizmik. Duhet theksuar se nëse kjo urë do ishte projektuar “*sot*”, ajo do kishte:

- sasi armature më të madhe në trarët lidhës të kolonave;
- shtrëngim më të mirë të betonit me stafa më të dendura në kolona;
- çerniera elastomere ose tip tjetër çernierash më pak vulnerabël se çernierat ekzistuese.

Megjithatë, pikat e mësipërme nuk tregojnë se ura nuk ka kapacitete të mjaftueshme. Ashtu sikurse kuptohet intuitivisht dhe siç përshkruhet edhe në literaturën ndërkombëtare, vlerësimi sizmik i strukturave ekzistuese ndryshon nga projektimi i strukturave të reja. Kështu, teknikat e përdorura në këtë studim si analiza statike jolineare apo analiza jolineare në fushën kohore, rezultatet e të cilave dolën të krahaseshme, janë mjaft efikase për vlerësimin sizmik të strukturave. Këto analiza treguan se reagimi global i urës është i pranueshëm, brenda niveleve të synuara.

Në nivel lokal, u tregua se elementët që shfaqin deficiencë janë çernierat dhe trarët “dytësorë”. Për çernierat u tregua se në situata sizmike projektuese (pra, për tërmete “të fuqishëm”), kunjat e çernierave të palëvizshme nuk arrijnë ta përballojnë ngarkesën, duke bërë që të këputen. Në situatën post-sizmike, kjo nuk shkakton probleme për shfrytëzimin e urës, por kërkon marrjen e masave për riparime lokale e për zëvendësim të çernierave. Për sa i përket trarëve, u tregua se me ngarkesat e trafikut sipas Eurokodeve, shfaqen probleme lidhur me përballimin e forcës prerëse midis murit dhe pllakës së seksioneve “*T*”, që mund të riparohet duke përdorur teknika të ndryshme, midis të cilave edhe përdorimi i fibrave të karbonit.

Lidhur me këto çështje, rekomandime më të detajuara u dhanë në paragrafët 5.11.2 dhe 5.11.3.

7.2 Ura e Dragotit

Duke ndjekur hapat e prezantuar në këtë temë për vlerësimin paraprak të urave, u arrit përfundimi që për urën e Dragotit nuk kërkohet që të bëhet një studim i detajuar për riaftësim, kjo për faktin se ura pothuajse e ka përmbushur jetëgjatësinë e saj të projektimit. Megjithatë, funksioni i urës si dhe vlerat historike duhet të ruhen. Për të arritur qëllimin e

ruajtjes së funksionit të urës, përveç masave të nevojshme (pastrimi, lyerja, ndërrimi i disa elementëve me të njëjtat përmasa), meqenëse ajo nuk plotëson kërkesat për shfrytëzimin normal me ngarkesat e sotme të trafikut, rekomandohet ndërtimi i një ure të re pranë ekzistueses, si zgjidhja më e mirë për plotësimin e nevojave të trafikut. Në këtë rast, duhet të tregohet kujdes i veçantë mbi pozicionin e saj, i cili duhet të jetë i tillë që të evidentojë urën ekzistuese si dhe të ketë një përputhshmëri dhe harmoni me të. Ura të tilla rekomandohen ato të tipit vant.

7.3 Rekomandime

Dy urat e trajtuara në këtë temë janë mjaft të rëndësishme. Njëra (ajo e Kukësit) ka veçanërisht rëndësi ekonomike, sociale e politike për shkak se është pjesë e një aksi rrugor të rëndësishëm kombëtar e ndërkombëtar. Ura tjetër, ajo e Dragotit, është përfaqësuese e asaj pjese urash në Shqipëri që janë projektuar e ndërtuar në gjysmën e parë të shekullit XX, e që kanë veçanërisht rëndësi kulturore e historike. Studime të ngjashme duhet të kryhen për të gjitha urat e rëndësishme në Shqipëri me qëllim që të hapet rruga për marrjen e masave konkrete aty ku është e nevojshme.

Nevoja për vlerësime sizmike të urave vjen nga fakti që kodet e projektimit janë përmirësuar ndjeshëm nga koha e ndërtimit të pjesës më të madhe të urave ekzistuese në Shqipëri, kërkesat për sigurinë janë rritur e teknikat llogaritëse janë zhvilluar. Eksperienca e fituar nga dështimet e mëparshme nëpër botë është mbledhur tashmë në një literaturë mjaft të gjerë e në kode projektimi mjaft strikte.

Kodet e projektimit mund të thuhet se janë gjithë kohën në zhvillim, e ritmet e këtij zhvillimi janë mjaft të larta. Vendi ynë duhet të ndjekë këto ritme për të bërë të mundur uniformizimin e sigurisë së strukturave me vendet me të cilat kemi bashkëpunime ekonomike dhe politike. Ky uniformizim i sigurisë duhet të kuptohet si për strukturat e reja, ashtu edhe për ato ekzistuese, për të cilat përveç kodeve të projektimit vlejnë shumë edhe botimet shkencore. Kështu, hapat e ndërmarrë deri më sot për përfshirjen e Eurokodeve në fushën e projektimit të strukturave, duhet të përshpejtohen, duke u fokusuar sidomos në pikat e mëposhtme:

- parametrat kombëtarë (hartat e rrezikut sizmik, hartat e erës, borës, faktorët pjesorë për materialet, veprimet etj.);
- përgatitja e materialeve ndihmës, që lehtësojnë përdorimin e Eurokodeve;

Për sa i përket dy rasteve të studiuar, rekomandohet që të merren masa për ndërhyrjen strukturore në këto dy ura siç u përshkrua në kapitujt 5 dhe 6.

Ashtu sikurse u përmend në këtë temë, është e pamundur që me ndryshimin e kodeve të projektimit e me rritjen e njohurive, të bëhet edhe riaftësimi i të gjitha urave njëkohësisht. Për këtë arsye, për pjesën tjetër të urave, këshillohet që të bëhet vendosja e prioriteteve lidhur me riaftësimin sizmik të tyre. Procedura e përshkruar në këtë temë mund të shërbejë mjaft mirë për të identifikuar cilat janë nevojat më emergjente të stokut të urave, duke bërë një renditje të të gjitha urave sipas treguesit të prioritetit “P”. Baza e të dhënave që po ndërtohet nga Drejtoria e Përgjithshme e Rrugëve do e ndihmojë këtë proces, pasi

informacioni që do grumbullohet është mjaft mirë i përdorshëm për vlerësim paraprak të urave e për renditje sipas prioritetit.

Për urat për të cilat do rezultojë një tregues i lartë i prioritetit, duhet të kryhen vlerësime të detajuara. Procedurat e përshkruara në këtë temë, si në pjesën teorike ashtu edhe në dy aplikimet, shoqëruar me Eurokodet, mund të ndiqen për të lehtësuar vlerësimin e detajuar.

Rekomandohet që për urat që do rezultojnë me një tregues të lartë prioriteti, përveç dokumenteve të disponueshëm, projektit origjinal apo vëzhgimeve vizuale, të bëhen edhe prova laboratorike dhe prova në vend për të verifikuar rezistencat, shkallën e degradimit të materialeve, uljet dhe deformimet në përgjithësi etj., pasi një pjesë e mirë e urave kanë patur një mungesë mirëmbajtjeje për kohë të gjatë.

Në fund, duhet të merren masa konkrete për vënien në zbatim të teknikave të riaftësimit që do rezultojnë të nevojshme.

8 Lista e simboleve kryesore

A_{Ed}	vlera projektuese e veprimit sizmik ($= \gamma_I A_{Ek}$)
A_{Ek}	vlera karakteristike e veprimit sizmik për periodën e përsëritjes referencë
E_d	vlera projektuese e efekteve të veprimeve
N_{SPT}	Numri i goditjeve të provës në Testin e Penetritimit Standart (SPT)
P_{NCR}	probabiliteti i referencës i kapërcimit në 50 vjet i veprimit sizmik të referencës, që i përgjigjet kërkesës të mos-shëmbjes (“no collapse”)
Q	veprimi i ndryshueshëm (veprimi i përkohshëm, ngarkesa e përkohshme – “variable action”)
$S_e(T)$	spektri i reagimit elastik horizontal i shpejtimit të truallit, i emërtuar gjithashtu “spektri i reagimit elastik”. Ky spektër i korrespondon një shpejtimi trualli të barabartë me shpejtimin projektues të truallit, në truall të tipit A, të shumëzuar me faktorin S të tokës (truallit)
$S_{ve}(T)$	spektri i reagimit elastik vertikal i shpejtimit të truallit
$S_{De}(T)$	spektri i reagimit elastik i zhvendosjes
$S_d(T)$	spektri i projektimit (për analizën elastike). Ky spektër i korrespondon një shpejtimi trualli të barabartë me shpejtimin projektues të truallit, në truall të tipit A, të shumëzuar me faktorin S të tokës (truallit)
S	faktor i tokës (truallit)
T	perioda e lëkundjeve e një sistemi linear me një shkallë lirie
T_s	zgjatshmëria e pjesës stacionare (të qëndrueshme) të veprimit sizmik
T_{NCR}	perioda e përsëritjes e referencës e veprimit sizmik të referencës, që i përgjigjet kërkesës të mos-shëmbjes (“no-collapse”)
a_{gR}	shpejtimi maksimal (pik) i referencës së truallit, në truall të tipit A
a_g	shpejtimi projektues i truallit, në truall të tipit A
a_{vg}	shpejtimi projektues i truallit në drejtim vertikal
c_u	rezistenca në prerje e truallit (tokës, dheut) të pa-drenuar
d_g	zhvendosja projektuese e truallit;
g	shpejtimi i gravitetit (rënies së lirë)
q	faktori i sjelljes
$v_{s,30}$	vlera mesatare e shpejtesise së përhapjes të valëve S në pjesën e sipërme, me trashësi 30m, të profilin të truallit (tokës), me deformacion në prerje të barabartë me 10^{-5} ose me pak
γ_I	faktori i rëndësisë
η	faktori i korigjimit të shuarjes
ξ	raporti i shuarjes viskoze (në përqindje)
$\psi_{2,i}$	koeficienti i kombinimit për vlerën pothuajse të përhershme të veprimit variabël (veprimi të përkohshëm, ngarkesës së përkohshme) i (“quasi-permanent value of a variable action i ”)
$\psi_{E,i}$	koeficienti i kombinimit për veprimin e ndryshueshëm (të përkohshëm) i , që duhet marrë parasysh kur përcaktohen efektet e veprimit sizmik projektues
E_E	efekti i veprimit sizmik
E_{Edx}, E_{Edy}	vlerat projektuese të efekteve sizmike për shkak të komponenteve horizontale (x dhe y) të veprimit sizmik.
E_{Edz}	vlera projektuese e efekteve sizmike për shkak të komponentes vertikale të veprimit sizmik.
F_i	forca sizmike horizontale në katin i
F_a	forca sizmike horizontale e një elementi jo-strukturor (shitesë)

F_b	forca prerëse e bazës
G_k	Ngarkesat e përhershme me vlerat e tyre karakteristike
H	lartësia e strukturës nga themeli ose nga pjesa e sipërme e një bazamenti të ngurtë
Q_{1k}	Vlera karakteristike e ngarkesës së trafikut
Q_2	vlera pothuaj e përhershme (“quasi permanent”) e veprimeve me veprim të gjatë
R_d	vlera projektuese e rezistencës
T_1	perioda bazë (e parë) e lëkundjeve të një strukture
T_a	perioda bazë e lëkundjeve e një elementi jo-strukturor (shtesë)
W_a	pesha e elementëve jo-strukturorë (shtesë)
d	zhvendosja
m_i	masa e nivelit i
q_a	faktori i sjelljes i një elementi jo-strukturor (shtesë)
q_d	faktori i sjelljes për zhvendosjet
s_i	zhvendosja e masës m_i sipas formës bazë të lëkundjeve
z_i	lartësia e masës m_i sipër nivelit të aplikimit të veprimit sizmik
α	raporti i shpejtimit projektues të truallit kundrejt shpejtimit të gravitetit
γ_a	faktori i rëndësisë i një elementi jo-strukturor (shtesë)
γ_d	faktori i mbirezistencës për diafragmat
θ	koeficienti i ndjeshmërisë të zhvendosjes relative ndërmjet kateve
A_c	sipërfaqja e seksionit të një elementi prej betoni
A_{sh}	sipërfaqja e përgjithshme e stafave horizontale në një nyje tra-kollonë
A_{st}	sipërfaqja e një këmbë (dege) stafe të armaturës tërthore
A_{sv}	sipërfaqja e përgjithshme e shufrave vertikale në brinjën e një muri – total
A_w	sipërfaqja e përgjithshme e prerjes tërthore horizontale e një muri
ΣA_{si}	shuma e sipërfaqeve të të gjitha shufrave të kthyera (pjerrëta) në të dy drejtimet, në një mur të armuar me shufra të pjerrta, të vendosura për të përballuar prerjen rrëshqitëse
ΣA_{sj}	shuma e sipërfaqeve të shufrave vertikale në brinjën e një muri, ose e sipërfaqeve të shufrave shtesë, të vendosura posaçërisht në elementët kufizues të murit për të siguruar rezistencën e nevojshme kundrejt prerjes rrëshqitëse
ΣM_{Rb}	shuma e vlerave projektuese të momenteve rezistues të trarëve që lidhen në një nyje, sipas drejtimit në shqyrtim
ΣM_{Rc}	shuma e vlerave projektuese të momenteve rezistues të kollonave që lidhen në një nyje, sipas drejtimit në shqyrtim
D_o	diametri i bërthamës të shtrënguar (të kufizuar) në një kollonë me seksionin rrethor
$M_{i,d}$	momenti skajor i një trau ose kollone për llogaritjen e kapacitetit projektues të tij në prerje
$M_{Rb,i}$	vlera projektuese e momentit rezistues të një trau në skajin i
$M_{Rc,i}$	vlera projektuese e momentit rezistues të një kollonë në skajin i
N_{Ed}	forca aksiale që rezulton nga analiza për situatën sizmike projektuese
T_1	perioda bazë e lëkundjeve të ndërtesës në drejtimin horizontal në shqyrtim
T_C	perioda kufi në kufirin e sipërm të pjesës me shpejtim konstant të spektrit elastik

V'_{Ed}	forca prerëse në një mur, që rezulton nga analiza për situatën sizmike projektuese
V_{dd}	rezistenca lidhëse e shufrave vertikale në një mur
V_{Ed}	forca prerëse projektuese në një mur
$V_{Ed,max}$	forca prerëse maksimale vepruese në seksionin skajor të një trau, që rezulton nga llogaritjet me metodiken e Projektimit sipas Kapaciteteve
$V_{Ed,min}$	forca prerëse minimale vepruese në seksionin skajor të një trau, që rezulton nga llogaritjet me metodiken e Projektimit sipas Kapaciteteve.
V_{fd}	kontributi i fërkimit në rezistencën e një muri kundrejt prerjes rrëshqitëse.
V_{id}	kontributi i shufrave të pjerrta në rezistencën e një muri kundrejt prerjes rrëshqitëse.
$V_{Rd,c}$	vlera projektuese e rezistencës në prerje të elementëve strukturore pa armaturë për forcë prerëse, në përputhje me Rregullat Teknike të Projektimit të Konstruksioneve betonarme (në <i>Eurokodet</i> , sipas Eurokodit 2– EN 1992–1–1:200X).
$V_{Rd,S}$	vlera projektuese llogaritese e rezistencës në prerje ndaj rrëshqitjes
b	gjerësia e brinjës (ose pllakës së poshtme bashkëvepruese) të traut
b_c	përmasa e seksionit tërthor të kollonës
b_{eff}	gjerësia efektive e pllakës së traut në tërheqje, në faqen e kollonës mbështetese
b_i	largësia midis dy shufrave të njëpasnjëshme të fiksuara (të kapura) nga një lidhje këndore ose nga një lidhje kryq
b_o	gjerësia e bërthamës së shtrënguar (të kufizuar) në një kollonë ose në një element kufitar të një muri (referuar vijes qendrore të stafave)
b_w	trashësia e pjesëve shtrënguese (kufizuese) të një seksioni muri, ose gjerësia e brinjës të një trau
b_{wo}	trashësia e brinjës të një muri
d	lartësia efektive e seksionit
d_{bL}	diametri i shufrave gjatësore
d_{bw}	diametri i stafave
f_{cd}	vlera projektuese llogaritese e rezistencës në shtypje të betonit
f_{ctm}	vlera mesatare e rezistencës në tërheqje të betonit
f_{yd}	vlera projektuese e rezistencës të rrjedhshmërisë të çelikut.
$f_{yd,h}$	vlera projektuese e rezistencës të rrjedhshmërisë të armimit horizontal (armaturës horizontale) të brinjës së murit.
$f_{yd,v}$	vlera projektuese e rezistencës të rrjedhshmërisë të armaturës vertikale të brinjës së murit.
f_{yld}	vlera projektuese e rezistencës të rrjedhshmërisë të armaturës gjatësore.
f_{ywd}	vlera projektuese e rezistencës të rrjedhshmërisë të armaturës tërthore.
h	lartësia e seksionit tërthor.
h_c	lartësia e seksionit tërthor të kollonës sipas drejtimit në shqyrtim.
h_f	lartësia e pllakës
h_{jc}	largësia midis shtresave skajore të armaturës të kollonës në një nyje tra-kollonë
h_{jw}	largësia midis armaturës të sipërme dhe të poshtme.
h_o	lartësia e bërthamës së shtrënguar (të kufizuar) në një kollonë (referuar vijes qendrore të stafave)
h_s	lartësia “e pastër” e katit (lartësia “neto”, dysHEME – tavan).
h_w	lartësia e murit ose lartësia e seksionit tërthor të traut.

l_{cl}	gjatësia e “paster” e një trau ose një kollonë
l_{cr}	gjatësi e zonës kritike
l_i	largësia midis vijave qendrore të dy grupeve shufrash të pjerreta në seksionin e bazës të mureve që kanë shufra të pjerrta për të siguruar rezistencë kundrejt prerjes rrëshqitëse.
l_w	gjatësia e seksionit tërthor të murit.
n	numri i përgjithshëm i shufrave gjatësore të fiksuara (të kapura) nga stafa ose lidhje kryq sipas perimetrit të seksionit të kollonës.
q_0	vlera bazë e faktorit të sjelljes
s	largësia midis shufrave të armaturës tërthore
x_u	lartësia e aksit neutral.
z	krahu i “levës” së brendshme (krahu i forcës, i çiftit të forcave).
α	faktori i efektivitetit të shtrëngimit (kufizimit); këndi midis shufrave diagonale dhe aksit të një trau çiftëzues (lidhës).
α_o	raporti mbizotërues i “aspektit” (raporti lartësi:gjerësi) në muret e sistemeve strukturore
α_1	shumëzuesi i veprimit projektues sizmik horizontal, që i korrespondon formimit të çernierës së parë plastike në sistemin strukturor.
α_u	shumëzuesi i veprimit projektues sizmik horizontal, që i korrespondon formimit të mekanizmit plastik global.
γ_c	koeficienti (faktori) pjesor i sigurise për betonin.
γ_{Rd}	faktori modelues i pasigurise që aplikohet për vlerën projektuese të rezistencave gjatë vlerësimit të efekteve të veprimit në Projektimin sipas Kapaciteteve, me marrjen parasysh të burimeve (shkaqeve) të ndryshme të mbirezistencës.
γ_s	koeficienti (faktori) pjesor i sigurise për çelikun.
ϵ_{cu2}	deformacioni kufitar për betonin e pashtërnguar (të pakufizuar).
$\epsilon_{cu2,c}$	deformacioni kufitar për betonin e shtrënguar (të kufizuar).
$\epsilon_{su,k}$	vlera karakteristike e zgjatimit kufitar të armaturës së hekurit (çelikut).
$\epsilon_{sy,d}$	vlera projektuese e deformacionit të çelikut në rrjedhshmëri.
η	faktori i reduktimit i rezistencës në shtypje të betonit, për shkak të deformacioneve tërheqëse në drejtim tërthor.
ζ	raporti $V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ midis forcave prerëse vepruese minimale dhe maksimale në seksionet skajore të një trau.
μ_f	koeficienti i fërkimit beton-beton në kushtet e veprimeve ciklike.
μ_Φ	faktori i duktilitetit të kurbaturës.
μ_δ	faktori i duktilitetit të zhvendosjeve.
ν	forca aksiale që i përgjigjet situatës sizmike projektuese, e normalizuar kundrejt madhësisë $A_c \cdot f_{cd}$.
ξ	lartësia e normalizuar e aksit neutral
ρ	raporti i armaturës së tërhequr (jepet edhe në përqindje)
ρ'	raporti i armimit së shtypur në trarë
σ_{cm}	vlera mesatare e nderjeve normale në beton.
ρ_h	raporti i armimit të shufrave horizontale të brinjës në një mur.
ρ_l	raporti përgjithshëm i armimit gjatësor.
ρ_{max}	raporti maksimal i lejuar i armaturës së tërhequr në zonën kritike të trarëve parësorë sizmike.
ρ_v	raporti i armimit të shufrave vertikale të brinjës në një mur.
ρ_w	raporti i armimit së prerjes.
ω_v	raporti mekanik i armimit vertikal të brinjës.

γ_s	koeficient (faktorët) pjesorë të sigurisë të armaturës së hekurit (çelikut)
$\lambda_{\min}$	raporti midis gjatësisë të anës më të shkurtër dhe më të gjatë në plan
K_{eff}	ngurtësia efektive e sistemit izolues, në drejtimin kryesor horizontal të konsideruar, referuar një zhvendosjeje të barabartë me zhvendosjen projektuese d_{dc}
K_V	ngurtësia totale e sistemit izolues, në drejtim vertikal
K_{xi}	ngurtësia efektive e një elementi (njësie) të dhënë i në drejtim x
K_{yi}	ngurtësia efektive e një elementi (njësie) të dhënë i në drejtim y
T_{eff}	perioda efektive themelore (e parë) e mbi-strukturës, që i korrespondon zhvendosjes translative, duke e konsideruar mbi-strukturën si një trup i ngurtë
T_f	perioda themelore (e parë) e mbi-strukturës e konsideruar si e fiksuar (e inkastruar) në bazë
T_V	perioda themelore (e parë) e mbi-strukturës, në drejtimin vertikal, duke e konsideruar mbi-strukturën si një trup i ngurtë
M	masa e mbi-strukturës
M_s	magnituda
d_{dc}	zhvendosja projektuese e qendrës efektive të ngurtësisë, në drejtimin e konsideruar
d_{db}	zhvendosja totale projektuese e një elementi (njësie) izolues
$e_{\text{tot},y}$	jashtëqëndërsia totale në drejtimin y
f_j	forcat horizontale në çdo nivel j
r_y	rrezja (inerciale) përdredhëse e sistemit izolues
(x_i, y_i)	koordinatat e elementit (njësisë) izoluese (izolatorit) i , referuar qendrës efektive të ngurtësisë
δ_i	faktori i zmadhimit (amplifikimit)
ξ_{eff}	“shuarja efektive”

CURRICULUM VITAE

EMRI : Arian
MBIEMRI : Lako
DATE LINDJA : 21.01.1964
VENDLINDJA : Berat
KOMBËSIA : Shqiptare
SHTETËSIA : Shqiptare
GJENDJA CIVILE : Martuar
ADRESA : Rruga.”E Kosovarëve,” Nd.29, H.6, Ap.16
e-mail arianlako@yahoo.com
Mobil 068 60 80 337

EDUKIMI DHE KARIERA

- 1983-1988 Kam kryer studimet e Larta në Universitetin Politeknik të Tiranës Fakulteti i Inxhinierisë së Ndërtimit, Dega Ndërtim, profili Rrugë Ura Tunele.
- 1988-1990 Kam punuar në ndërmarrjen “Ndërtim Hekurudha Laç” si inxhinier zbatimi në ndërtimin e Tunelit të Prosekut. Më pas në byronë teknike të kësaj ndërmarrjeje
- 1991 U emërova si asistent pedagog pranë Katedrës Rrugë Ura të Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimit pasi fitova konkursin e organizuar për këtë qellim. Aty u atashova në lëndën Ura Tunele ku punoj edhe sot.
- 1995 Fitova emërtimin e pedagogut të lëndës në departamentin e Konstruksioneve e te teknologjisë së ndërtimit. Drejtues i tre lëndëve: Konstruksione prej beton armeje profili Transport, Ura e tunele dhe Projektimi me ndihmën e kompjuterit (CAD).
- 1996-1999 Koordinator për palën Shqiptare në Projektin TEMPUS JEP-S-11558/96, Me temë krijimi i Departamentit Te Infrastrukturës se Transportit Pranë FIN-it, si një ndër projektet më të suksesshëm TEMPUS të asaj periudhe.
- 1997 Krieva një cikël specializimi në Francë me titull “ Koncepte të Përgjithshme për projektimin e ndërtimin e Urave” ku morra dhe attestacionin përkatës. Po këtë vitë zhvillova një specializimi 5 mujor në fushën e projektimit dhe ndërtimit të rrugëve e urave, në Francë pranë shkollës kombëtare të urave e rrugëve në Paris (ENPC). U emërova si shef i Seksionit të Infrastrukturave të transportit, ku vazhdoj të punoj edhe sot.
- 2005-2007 Përfundova studimet në Shkollën Pasuniversitare Fakulteti i Inxhinierisë së Ndërtimit.

Gjuhë të huaja

- Anglisht (folur, shkruar, lexuar)
- Frëngjisht (folur, lexuar)

Veprimtari shkencore

- 1998 Krevë përsëri një cikël specializimi 2 javorë në Francë pranë shkollës kombëtare të urave e rrugëve në Paris (ENPC), po në fushën e projektimit dhe ndërtimit të rrugëve e urave.
- Maj 2002 Pjesëmarrës në seminarin për përdorimin teorik e praktik të softwarit CDS, për llogaritjet Strukturore, gjeoteknike etj.
- Maj 2008 Pjesëmarrës dhe referues në Seminarin ndërkombëtar “MOLTI PAESI MOLTE ARCHITETTURE”, organizuar nga Universiteti i Romës “La Sapienza”
- 1999-2005 Anëtar i Këshillit Teknik në Drejtorinë e Përgjithshme të Rrugëve, Tiranë.
- 2005-2007 Kam përfunduar Shkollën 2-Vjeçare të Studimeve të Thelluara Pasuniversitare në "Inxhinieri Ndërtimi", pranë Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimit të Universitetit Politeknik – Tiranë dhe mbrojtja mikrotezen me temë: "ANALIZA SIZMIKE E URAVE"
- dhe fitoi titullin MASTER në "INXHINIERI NDERTIMI"
- Maj-2001- Anëtar nderi i shoqatës së konsulentëve të Shqipërisë
- 2006-2007 Anëtar i Këshillit Shkencor të Institutit të Studimeve të Transportit.
- 2008- Anëtar i Këshillit Shkencor të FIN-it
- 2010- 2013 Bashkëdrejtues i projektit : “SfP No. 983828: SEISMIC UPGRADING OF BRIDGES IN SOUTH-EAST EUROPE BY INNOVATIVE TECHNOLOGIES” financuar nga NATO.
- 2010- Regjistruar në shkollën e doktoratës të Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimit, dega ndërtim.