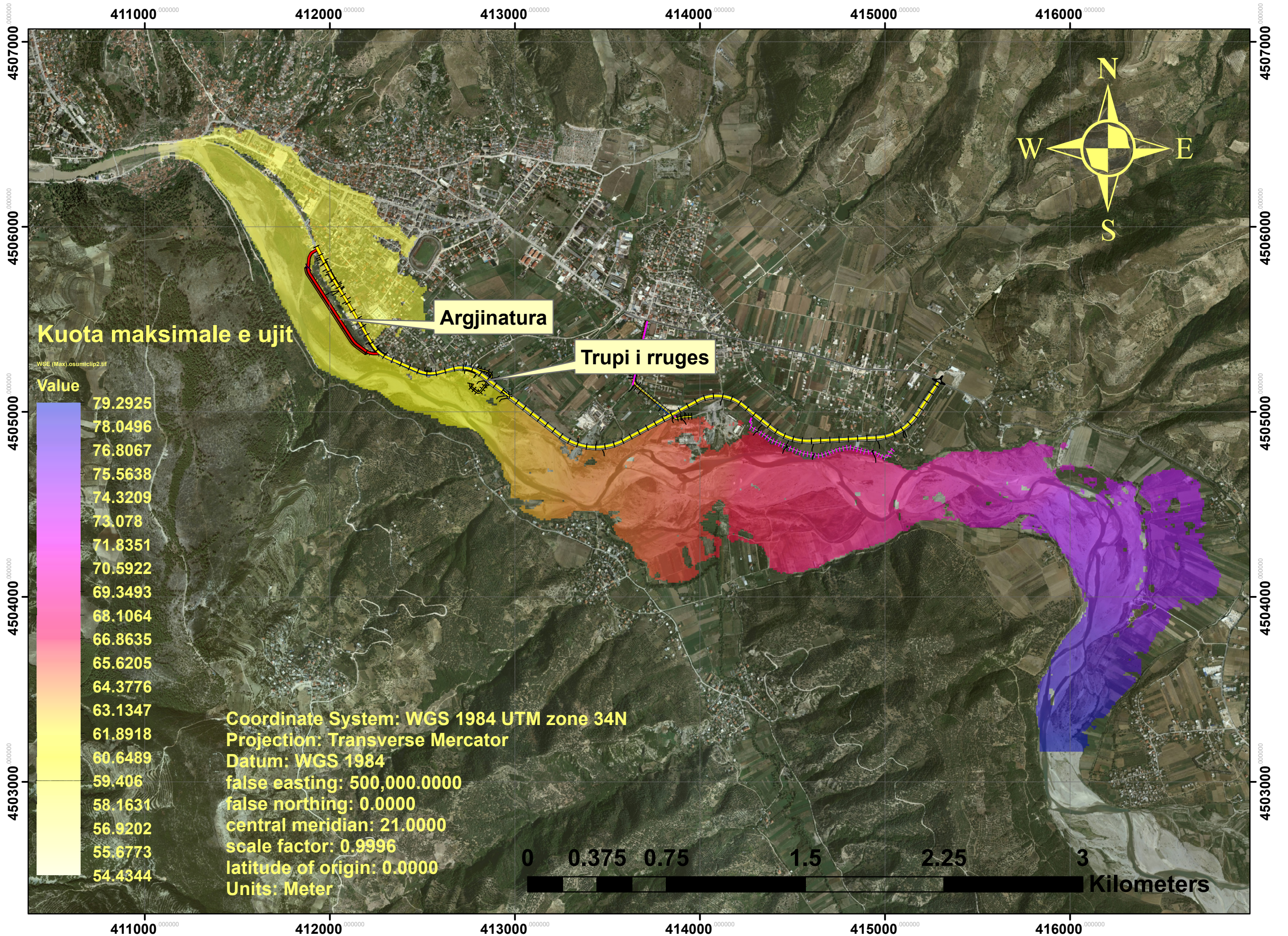
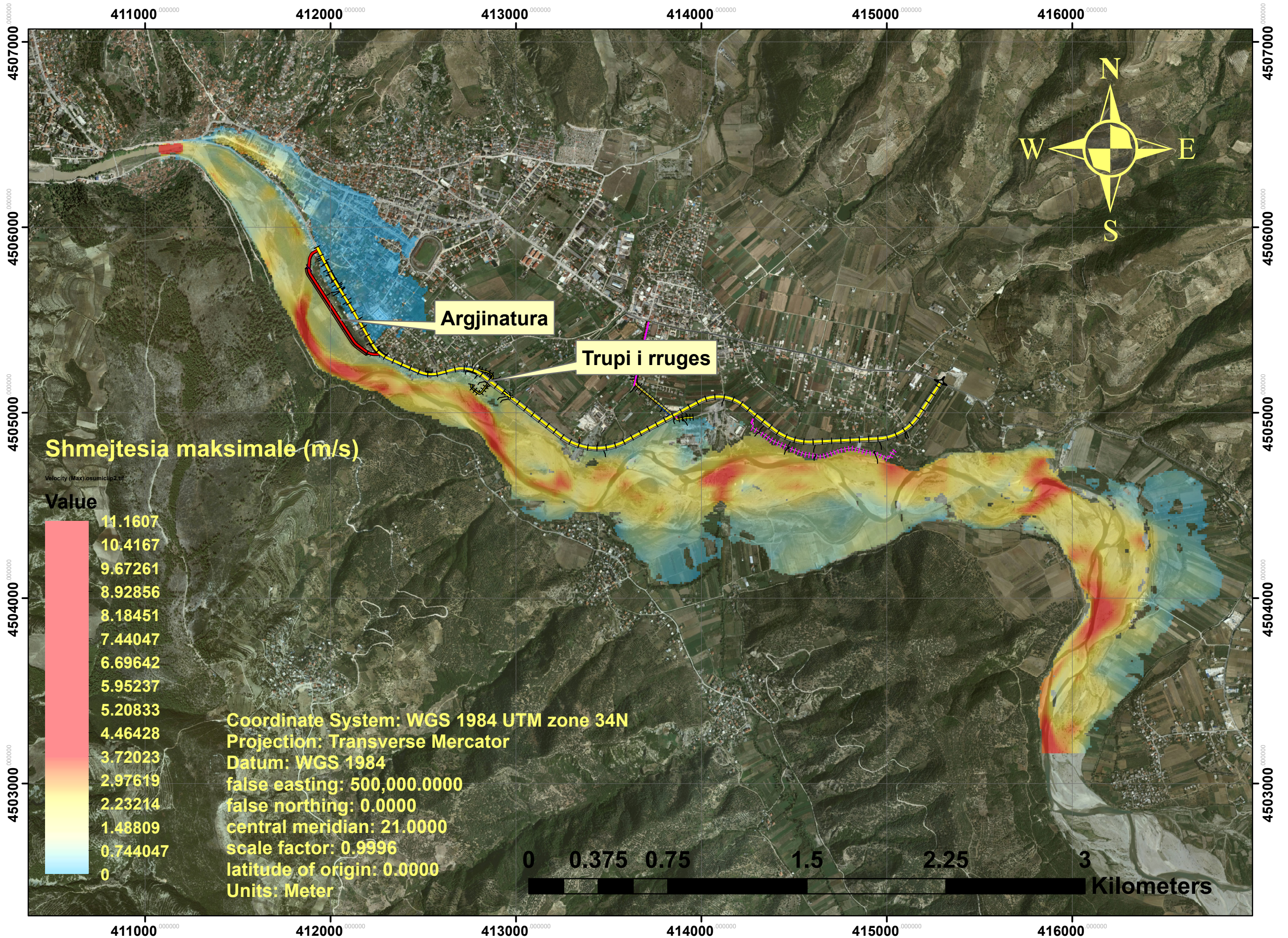






REPUBLIKA E SHQIPERISE • BASHKIA BERAT

RIKUALIFIKIMI URBAN I UNAZES SE RE BERAT

RAPORTI I LLOGARITJES SE SHTRESAVE RRUGORE

FAZA : PROJEKT ZBATIMI

GUSHT 2020

Lista e Eksperteve te angazhuar

Emri	Pozicioni
Ylli GJONI	Inxh.Strukturist dhe Infrastruktore
Marsela KOCLLARI	Inxh.Infrastruktore

PERMBAJTJA

1	TE PERGJITHSHME	4
	<i>Objekti</i>	
2	METODA E ZGJEDHUR PER LLOGARITJE	5
	<i>Metodat llogaritese</i>	5
	<i>Baza e te dhenave me hipotezat</i>	5
3	PAKETAT E PROPOZUARA	7
	<i>Paketat e propozuara</i>	7
	<i>Karakterisitat e e fortesise se bazamentit te dheut</i>	8
	<i>Shtresa e nen-bazes granulare.....</i>	8
	<i>Ngarkesat e Trafikut.....</i>	9
4	LLOGARITJA E PAKETES SE SHTRESAVE.....	11
	<i>Llogaritja analitike e paketes se shtresave</i>	11
	<i>Llogaritja grafike e paketes se shtresave</i>	12
	<i>Llogaritja me metoden mekaniko-empirike.....</i>	14
5	KONKLUZIONE	21

1 TE PERGJITHSHME

Objekti

Ne kete raport do te paraqitet llogaritja e paketes se shtresave qe do te perdoren per rruget ne projektin: “**Rikualifikimi Urban i Unazes se re Berat**”

Qellimi i ketij relacioni eshte llogaritja e paketave te shtresave rrugore (dyshemese) ne perputhje me metodat llogaritesse te njohura e te percaktuara ne standardet e miratuara te projektimit te rrugeve.

Keto llogaritje do te sherbejne per te percaktuar dimensionimin, kuantifikimin dhe specifikimet teknike per shtresat rrugore te projektit.

Projektimi i shtresave rrugore do te jete procesi i zhvillimit te kombinimit zgjidhjeve funksionale me ate ekonomike te shtresave te dyshemese rrugore, ne funksion te trashesise dhe llojit te materialit, per te mbrojtur themelin e dheut nga ngarkesa akumuluese te qarkullimit qe pritet te mbahet gjate periudhes per te cilen projektohet rruga.

Objektivat e procesit te projektimit te dysHEMEVE duhet te ofroje:

- Shtresa te cilat jane te afta te mbartin ngarkesa trafiku me konsumim fizik sa me te vogel
- Siguri sa me te larte

2 METODA E ZGJEDHUR PER LLOGARITJE

Metodat llogaritese

Per arritjen ne nje rezultat te pranueshem e sa me efektiv si nga pikepamja teknike ashtu edhe nga ajo ekonomike konsulenti duke u bazuar eksperience , eshte mbeshtetur ne hipotezat dhe parametrat llogaritese te disa prej metodave llogaritese me te njohura bashkekohore per paketat rrugore fleksibel si:

- Procedura e projektimit AASHTO 1986;
- Udhezues i Projektimit te Shtresave CNR.

si dhe manuale e studime bashkekohore te autoreve te ndryshem te prezantuara ne forumet inxhinierike nderkombetare si p.sh "MDSHA Evaluation of Mechanistic-Empirical Design Procedure-Volume 2, CBR-Index soil properties Samar A.Taha - Academia.edu_files", etj.

Te gjitha keto metoda llogaritese konkludojne ne pothuajse te njejtat rezultate pak a shume konstruktive per funksionin dhe ngarkesen qe do te kete rruga jone. Gjithsesi, ne perputhje me traditen dhe praktiken e llogaritjeve te modelit te shtresave fleksibel ne vendin tone te reflektuar edhe ne standardin e miratuar te projektimit te rruges, kemi zgjedhur modelimin e paketes rrugore ne baze te llogaritjeve sipas metodës AASHTO '93.

Ne pergjithesi rruget vuajne nga deformimet qe pesojne nga ngarkesat e trafikut apo dhe nga reagimi i tabaneve te keqija. Per kete, paketa rrugore do te kontrollohet dhe do te dimensionohet bazuar ne deformimet e brendshme horizontale, deformimet vertikale ne taban si dhe uljet e lejuara te shtreses siperfaqesore. Per kete jane perdorur teori te ndryshme mekaniko-empirike bazuar ne teorine elastike te reagimit te shtresave si Layered Elastic Theory(LET),

Baza e te dhenave me hipotezat

Procesi fillestar i projektimit AASHTO kishte plotesisht nje karakter empirik; rishikimet e mevonshme kane perfshire disa masa mekanike si, klasifikimi i shtangesise se tabanit ne terma te modulit te elasticitetit dhe marrja ne konsiderate e ndryshimeve sezonale ne shtangesine e materialit. Procesi i projektimit AASHTO zhvilloi konceptin e demtimit te shtreses bazuar ne perkeqesimin e cilesise se udhetuesmerise siç perceptohet nga perdoruesi. Keshtuqe, mbarevajtja eshte e lidhur me demtimin e cilesise se udhetuesmerise ne kohe, ose ushtrimi i ngarkeses se trafikut. AASHTO zhvilloi konceptin e ngarkeses se pergjithshme te trafikut ne terma te nje ngarkese statike te vetme e njohur si ngarkese njeaksiale ekuivalente 80-kN (ESAL).

Ne baze te llogaritjeve per dimensionimin korrekt te shtresave rrugore te paketes se rruges sone, qendrojne te dhenat baze te ngarkeses aksiale ekuivalente ESAL te derivuar nga trafiku perspektiv per nje jetegjatesi 30 vjeçare te paketes si dhe te dhenat e kapacitetit dhe tipologjise se tabanit ku zhvillohet rruga (CBR/Mr).

Persa i perket te dhenave te trafikut te gjeneruar ne kete rruge, konsulenti eshte bazuar ne informacionet e tij per matjet e trafikut te segmentet nacionale perreth saj, ne vrojtimet e shkembimeve te gjithanshme sipas modelit Origjine-Destinacion ne zonen e perfshire nga projekti, si dhe ne perspektiven afatgjate te zhvillimit te zones dhe te vendit ne teresi.

Persa i perket te dhenave te tjera llogaritese dhe hipotezave te modelit AASHTO per tipologjine e shtresave me te pershtatshme si dhe te kategorise se rruges sone ato me se shumti bazohen ne percaktimin e Modulit te reaksionit te tabanit Mr dhe Numrit Strukturor te shtresave Sn. Eksperienca shumevjeçare amerikane e provuar edhe ne modelet reale demonstiron se relacioni me i besueshem per llogaritjen e shtresave eshte ai logaritmik i perftuar nga formula llogaritese e meposhtme:

$$\log_{10}(N_{18}) = Z_R \times N_e + 9.36 \times \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{0.13}}} + 2.32 \times \log_{10}(M_R) - 8.17$$

ku: E_{18} = Numri i parashikuar i ngarkeses ekuivalente aksiale 80 kN (ESAL)

Z_R = Devijimi matematikor normal

S_o = Gabimi standard i kombinuar i te dhenave te trafikut dhe i performances se shtresave

SN = Numri Strukturor (nje indeks indikativ i trashesise totale te nevojshme te shtresave)

= $a_1D_1 + a_2D_2m_2 + a_3D_3m_3 + \dots$ ku a_i = keof. i shtreses se i ; D_i = trashesia e shtreses i (inches); m_i = keof.i drenimit te shtreses i

$DPSI$ = Diferenca mes indeksit te nivelit te sherbimit fillestar te projektit po dhe atij ne fund te sherbimit pt

MR = Moduli reaktiv mbetes (psi)

Ky model llogarites logaritmik me 2 variabla interaktive si ESAL dhe Sn ekzekutohet ne menyre te perseritur per te verifikuar rezultatet nese njera prej variablave fiksohet paraprakisht ne baze te hipotezave ndihmese te metodës. Per te mundesuar nje llogaritje te shpejte AASHTO ka vene ne dispozicion te perdoruesve nje program kompjuterik i cili ndihmon ne ekzekutimin e disa llogaritjeve te ndryshme sipas hipotezave te ndryshme ne funksion te trafikut, te kapacitetit mbajtes te tabanit, te kushteve te sherbimit te rruges, kategorikes se saj etj.

3 PAKETAT E PROPOZUARA

Paketat e propozuara

Te dhenat e perdorura per llogaritjen e paketeve rrugore jane aftesia mbajttese e tabanit si dhe trafiku i parashikuar qe do te kaloje per vitet e projektimit te rrugeve.

Konsulenti ka realizuar nje studim te hollesishem lidhur me gjendjen ekzistuese te tabanit ku do te mbeshtetet rruga kryesore, ka realizuar prova laboratorike dhe ka propozuar :

Per Rrugen Kryesore:

Shtrese asfaltike = 4cm
 Shtrese binder = 6cm
 Shtrese stabilizanti = 20 cm
 Shtrese cakelli (cakell makinerie) =20 cm

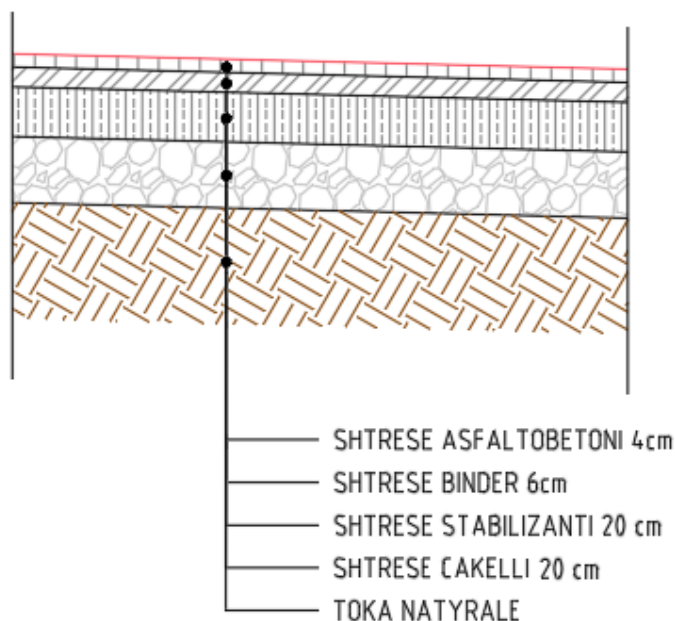


Figura 1 - Paketa e propozuar per llogaritje

Per Rrugen Sekondare

Shtrese asfaltike = 4cm
 Shtrese binder = 5 cm
 Shtrese stabilizanti = 15 cm
 Shtrese cakelli (cakell makinerie) =20 cm

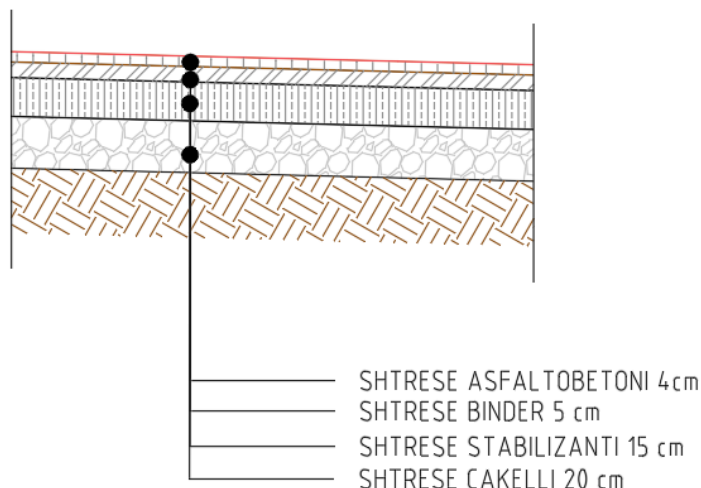


Figura 2 - Paketa e rruges Sekondare

Karakteristikat e e fortesise se bazamentit te dheut

Karakteristikat e supozuara te fortesise se bazamentit te dheut per projektin jane koherente me specifikimet teknike (seksioni 204.15 i Specifikimeve Teknike); moduli i kerkuar i deformimit te bazamentit te dheut duhet te jete me i larte se 60 MPa.

Vlera e projektuar e modulit te elasticitetit eshte llogaritur nga korrelacioni i propozuar ku ai shprehet si dyfishi i vleres se modulit te deformimit.

Moduli fillestar i tabanit, nga korrelimet ne me CBR e dhene nga studimi gjeologjik llogaritet rreth 50 Mpa.

Nje menyre e permiresimit te tabanit eshte bonifikimi i saj me nje shtrese granulare 30 cm . Ne kete menyre arrijme ne nje modul elasticiteti te tabanit 128 MPa dhe koeficienti Poisson me vlere 0,40.

Shtresa e nen-bazes granulare

Per nen-bazen, performanca e materialit eshte llogaritur duke perdorur formulen empirike te meposhtme (Heukelom dhe Klomp).

Sipas kesaj teorie, moduli elastik i materialeve granulare, ne saje te sjelljes se tyre jo-lineare, mund te shprehet si funksion i trashesise se nen-bazes dhe fortesise se bazamentit te dheut:

$$E2=0,206 \cdot h^{0,45} \cdot E1$$

ku:

E2 eshte moduli elastik i nen-bazes;

E1 eshte moduli elastik i bazamentit te dheut;

h eshte trashesia e nen-bazes

Per projektin ne fjale, duke supozuar nje modul elasticiteti per nen-bazen prej 128 MPa, modul elasticiteti i nen-bazes eshte 308 MPa. Kjo vlere duhet verifikuar me teste specifike gjate ndertimit te shtresave ne fazat e mevonshme te projektit.

Per koeficientin Poisson, eshte supozuar nje vlere prej 0,35.

Ngarkesat e Trafikut

Vleresimi i ngarkesave të trafikur gjatë jetegjatesisë së projektit u krye duke marrë parasysh numrin e pasazheve të automjeteve të renda. Jetegjatesia e projektit është 20 vjet.

Nga Trafiku Ditor Mesatar Vjetor, i vlefshëm nga të dhënat e trafikut, duke supozuar si spectrum trafiku përqindjen e pasazheve të kategorive të automjeteve të dhëna në Standart. Dëmtimi nga ngarkesa e gomes me magnitudë dhe kohë perseritje të ndryshme është konvertuar në dëmtimin prej një numri ekuivalent ngarkesash “standarde” ose “ekuivalente”, e supozuar baraz me 80 kN, sipas udhëzuesit AASHTO . Është e rëndësishme të theksohet se për të marrë në konsideratë prezencën e automjeteve me mbingarkesë në zonën e projektit, në korsinë e projektuar është supozuar si ngarkesë trafiku 80% e automjeteve të renda që udhetojnë në një drejtim.

Nxjerrja e të dhënave të duhura për llogaritjen e MVTD

Pasi grumbullohen të dhënat e trafikut procedohet me llogaritjen e Njesisë Ekuivalente Standarte.

Fillimisht llogaritet numri i akseve ekuivalente standarde 80 kN që do të përcaktojnë ngarkesën dinamike që do të kenë rruget për një periudhë 15 vjeçare vjeçare të shërbimit efektiv të tyre. Për këtë Konsulenti ka shfrytëzuar një model kompjuterik llogarites të standardizuar për Metoden AASHTO. Ky model është i bazuar në një sërë parametrash që shërbejnë si Input-e për programin dhe që parashikojnë të dhëna si: (i) jetegjatesia e rruges, (ii) AADT fillestare, (iii) përqindja e trafikut të renda, (iv) rritja e trafikut në përqindje etj.

Për llogaritjen e trafikut janë marrë në konsideratë të dhëna të trafikut në aksin Berat -Polican. Të dhënat janë regjistruar në vitin 2018 për një periudhë 12 ditore, dhe për secilin tip mjeti janë regjistruar të dhënat. Vlera e marrë në konsideratë është mesatare e të gjitha vlerave ditore.

<i>Aksi Berat-Polican (Viti 2018)</i>		
<i>Dita</i>	<i>Makina personale</i>	<i>Mjete të renda</i>
1	164.00	298.00
2	444.00	803.00
3	493.00	940.00
4	527.00	867.00
5	476.00	900.00
6	404.00	606.00
7	400.00	760.00
8	383.00	702.00
9	371.00	695.00
10	403.00	783.00
11	421.00	848.00
12	457.00	950.00
Mesatarja	412	763
Totali		1175

Figura 3 – Të dhënat e trafikut

Ne llogaritje merren ne konsiderate vetem mjetet me peshe me te rende se 3 ton, te cilat kane ndikim ne demtimin e shtresave.

Duke parashikuar si vitin e fillimit te perdorimit vitin 2022, dhe duke marre ne konsiderate vetem mjetet e renda , AADT per vitin 2022 llogaritet:

	Tipi I mjeteve	AADT(viti 1018)	AADT(viti 2022)
1	Makina Personale	412	446
2	Mjete te Renda	762	825
	Totali	1,174	1,271

ADT fillestare d ote konsiderohet 1300 mjete / dite

4 LLOGARITJA E PAKETES SE SHTRESAVE

Llogaritja analitike e paketes se shtresave

Me poshte po parashtrojme llogaritjen analitike per paketat e propozuara. Paketat rrugore jane konsideruar dhe llogaritur si mbistruktura te perkulshme(fleksibel)

Llogaritja analitike e shtresave sipas paketave te propozuara

Paketa rrugore eshte llogaritur paraprakisht bazuar ne manualin AASHTO 1993, duke llogaritur nje numer strukturor te paketes totale te propozuar. Verifikimi eshte bere duke e krahesuar rezultatin e marre me vlerat e nxjerra ne nomogramen AASHTO per mbistrukturat e perkulshme (fleksibel).

Formula per llogaritjen e Numrit Strukturor SN ne baze te shtresave te vendosura paraprakisht dhe koeficienteve perkates eshte:

$$SN = \sum_{i=1}^{n_{strati}} a_i h_i d_i + SNSG$$

Ku:

a_i –Koeficienti i kontributit te shtreses. Duke ju referuar Rregullave teknik për projektimin e rrugëve (RrTPRr-3) – Projektimi i dyshemesë-Shtojca A(Koeficientet Strukturore) marrim:

$a= 0.44$ – per shtresat asfaltike

$a= 0.12$ – per shtresen e reres bituminoze

$a= 0.16$ – per shtresen e stabilizantit

$a= 0.14$ – per shtresen e cakellit

d_i – Koeficienti i drenimit per secilen shtrese :

$d= 1$ – per shtresat e lidhura

$d= 0.98$ – per shtresat e pa lidhura

SNSG – Numri strukturor i tabanit, merr ne konsiderate ndikimin e tabanit ne reagimin e shtreses.

$$SNSG = 3.51 \log_{10} CBR - 0.85(\log_{10} CBR)^2 - 1.43 \text{ per } CBR \geq 3$$

$$SNSG = 0 \text{ per } CBR < 3$$

Me poshte do te paraqesim llogaritjet analitike per paketen e propozuar

Per Rrugen Kryesore:

Shtrese asfaltike = 4cm

Shtrese binder = 6cm

Shtrese stabilizanti = 15 cm

Shtrese cakelli (cakell makinerie) =20 cm

PERCAKTIMI I NUMRIT STRUKTUROR (SN)

SHTRESAT	Trashesi a h _i (mm)	Koeficienti I Drenimit	Koeficienti I shtreses (a _i)	s _i ·d _i ·a _i	CBR	M _R (psi)
Tabani					5.00	7157.01
Taban i permiresuar					20.00	18565.00
Nenbaza	200	0.98	0.14	27.44		
Stabilizant	200	0.98	0.16	31.36		
Binder	60	1	0.44	26.40		
Asfatobeton	40	1	0.44	17.60		
				0.00		
				0.00		
				102.80		

SNSG =

1.697838093

SN = SNSG+0,0394Σs_i·d_i·a_i =

5.75

Llogaritja grafike e paketes se shtresave

Pas grumbullimit te te gjithë informacionit te nevojshem behet nje seleksionim i kujdesshem i tij per te arritur ne marrjen e dy parametrave baze mbi te cilen mbeshtetet metodika llogaritese e zgjedhur:

- CBR-ja e marre nga testimet ne terren
- MVT-D-JA(Mesatarja vjetore e trafikut ditor ose AADT sipas gjuhes angleze) e llogaritur nga nje studim paraprak i trafikut te kesaj rruge.

Gjithashtu ne hartimin paketave te shtresave do te merret parasysh dhe rekomandimi i studimit gjeologjik qe te behet largimi i pjeses siperfaqesore te terrenit dhe rindertim teresor i trupit (paketes se shtresave) te rruges .

Nxjerrja e te dhenave te duhura per perllogaritjen e Modulit Reaktiv MR nepermjet vlerave te CBR-se.

Elementi i domosdoshem per dimensionimin e shtresave eshte kapaciteti mbajtes i tabanit te rruges i cili perfaqesohet nga moduli Mr dhe perftohet nga korrelacionet standarde empirike te metodes AASHTO, Mr-CBR. Kapaciteti mbajtes i nenshtresave te tabanit i perfaqesuar nga CBR eshte percaktuar ne Studimin gjeologjik nepermjet kampioneve te marra ne terrene te trajtuar me pas ne laborator si dhe testeve ne vend, prova DCP .

Keshtu per çdo shtrese gjeologjike te hasur kemi korrelacionet e meposhtme:

Mr (psi) = 1,500 x CBR(%) , per CBR < 5 %

Mr (psi) = 2555 x CBR^{0.64} (%) , per CBR > 5 %

Llogaritja e ESAL.

Konvertimi ne akse ESAL do te behet ne baze te formule me poshte:

$$N = N_d \cdot ADT(proj) \cdot LEF \cdot [(1+r)^n - 1] / r$$

Bazuar ne normativat e siperpermendura, dhe duke pranuar qe:

1. Shtresat do te projektohen per nje jetegjatesi ne sherbim efektiv 20 vite($n=20$)
2. Rritja vjetore e trafikut do te jete 2 % ($r=2\%$)
3. Rruga do te konsiderohet me trafik maksimal cdo dite te javes ($N_d=365$ dite),

LEF do te merret si vlere standarte e konvertimit te akseve te kamioneve, per aq kohe sa nuk eshte bere nje percaktim i sakte i tonazheve te mjeteve qe kalojne ne aksin e vezhguar. Ne kete rast:

$$LEF = 2.4$$

Dhe :

$$ADT(proj) = ADT \cdot p_l \cdot p_d \cdot p \cdot d$$

Llogaritja e akseve 80 kN(8ton) qe do te kalojne per vitet e projektimit ne rruget e projektuara eshte:

Trafiku l parashikuar	$N = N_d \cdot ADT(proj) \cdot LEF \cdot [(1+r)^n - 1] / r$	
$ADT(proj) = ADT \cdot p_l \cdot p_d \cdot p \cdot d$		
Faktori l rritjes vjetore	r	0.02
Vitet e projektimit	n(vite)	20
Dite me trafik/jave		7
jave		52
Nd=		364
ADT	mjete/dite	1300
p _l		1
p _d		0.5
d.		0.8
p		0.65
ADT(proj)		338
LEF	sum(LEFi)	2.400
Gij	$[(1+r)^n - 1] / r$	24.2973698
N(W18)		7,174,449.60

Konsulenti, ka pranuar nje numer aksesh me frekuence 7 ,175 , 000 akse ESAL per llogaritje.

Llogaritja grafike e shtresave:

Duke marre parasysh vleren e CBR-se te tabanit te permiresuar, do te kemi:

$$CBR = 22 \%$$

$$\text{Atehere do te kemi: } M_r(\text{psi}) = M_r(\text{psi}) = 2555 \times CBR^{0.64} (\%) = 18565 \text{ psi} = 128 \text{ Mpa}$$

Nga AASHTO kemi keto te dhena mbi:

- (i) besueshmerine e ndertimit sipas standardeve (per tipin e rruges $R=85\%$),
- (ii) gabimit standard te kombinuar ($S_0= 0.44$),
- (iii) nivelin e sherbimit ne fillim dhe fund te vepres $D P(4.2 - 2.5) = 1.7$

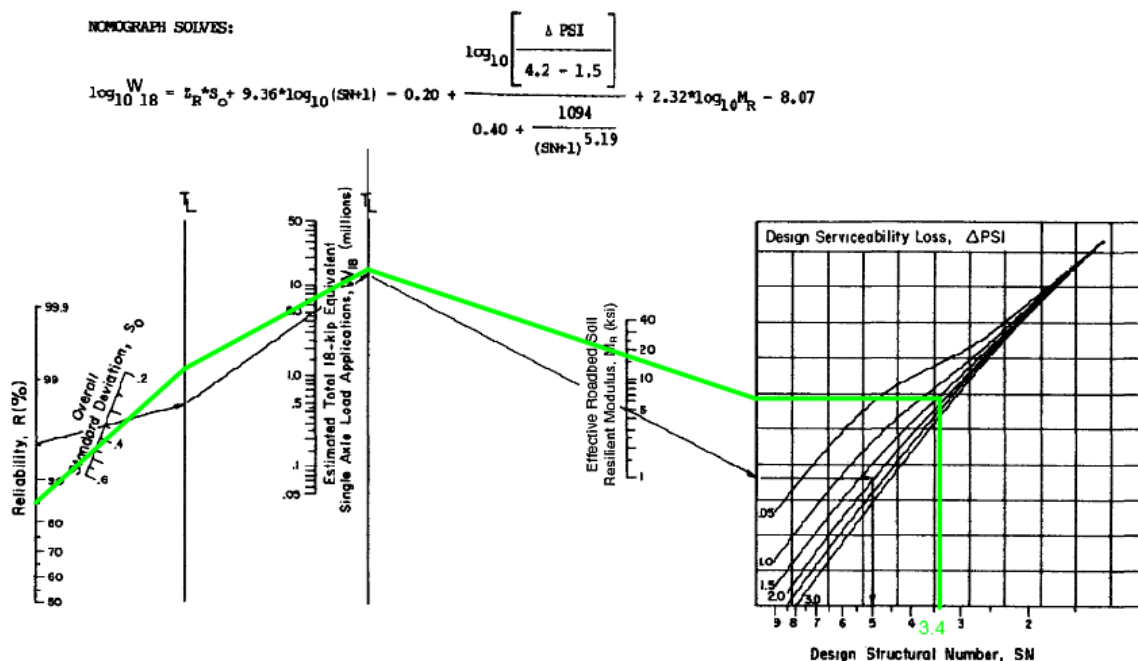


Figura 4 - Grafiku i llogaritjes se paketes se shtresave

Sic shihet nga metoda grafike, rezultatet e modelit japin vleren: $SN = 3.4$

Shohim se vlera e dale e Numrit Strukturor $SN = 3.4$ nga metoda grafike eshte me e vogel se vlera e Numrit Strukturor $SN = 5.4$ nga llogaritja Analitike Paraprake.

Kjo tregon se shtresat e marra ne konsiderate jane te mire dimensionuara dhe plotesojne kerkesat stukturore te projektimit.

Llogaritja me metoden mekaniko-empirike

Paketa e marre ne konsiderate per llogaritje eshte:

Paketa Nr. 4: Shtrese Asfaltobetoni = 4cm
 Shtrese Binder = 6 cm
 Shtrese stabilizanti = 20 cm
 Shtrese cakelli (cakell makinerie) = 20 cm

Bazuar ne metodat mekaniko-empirike, teorite me te fundit lidhur me reagimet e mbishtresave e perkulshme, Konsulenti ka bere kontrollin e shtresave ne kapacitet mbajtes te akseve qe do te mund te perballoje struktura, duke u nisur nga deformimet e brendshme qe lindin si pasoje e veprimit te ngarkesave te jashtme dinamike(rrota e makines).

Mbishtresat e perkulshme vuajne ne pergjithesi nga 3 probleme:

1. Uljet, deformime vertikale qe ndodhin nen rroten e makines ,ne piken e kontaktit te rrotes me asfaltin(Do)
2. Fatigue-Lodhje e asfaltit si pasoje e deformimeve horizontale qe lindin ne fundin e shtresave asfaltike.
3. Rutting-plasaritje, brazda ne asfalt si pasose e deformimeve vertikale qe shfaqen ne siperfaqen e takimit te paketes rrugore me tabanin natyral.

Modeli elastik me shtresa mund të llogarisë sforcimet, deformimet dhe uljet në çdo pikë të strukturës së dyshemesë, të cilat janë rezultat i ngarkesave që veprojnë së sipërfaqe. Modeli elastik me shtresa supozon se çdo shtresë e strukturës së dyshemesë është homogjene, izotropike dhe linearisht elastike. Në fjalë të tjera, është i njëjtë kudo dhe do kthehet në formën e tij fillestare mbas heqjes së veprimit të ngarkesave, Si krijues i modelit elastik njihet V. J. Boussinesq, i cili e publikoi punën e tij në 1885. Supozimet janë:

- Shtresat e dyshemesë shtrihen pambarimisht në drejtimin horizontal;
- Shtresa e fundit (zakonisht bazamenti) shtrihet infinit në thellësi;
- Materialet nuk sforcohen tej limitit të tyre elastik.

Modeli elastik me shtresa kërkon një minimum të dhënash hyrëse për të karakterizuar në mënyrë të përshtatshme strukturën e dyshemesë dhe përgjigjen e saj kundrejt ngarkimit. Këto të dhëna hyrëse janë:

- Karakteristikat e materialeve për çdo shtresë;
- Moduli elasticitetit;
- Koeficienti i Poisson-it;
- Trashësia e shtresës së dyshemesë;
- Kushtet e ngarkimit;
- Magnituda, forca totale (P) e aplikuar në sipërfaqen e dyshemesë;
- Gjeometria. Zakonisht e dhënë si një rreth me një rreze të caktuar (r ose a), ose rrezja llogaritet duke ditur presionin e kontaktit të ngarkesës (p) dhe magnitudën e ngarkesës (P). Megjithëse pjesa më e madhe e ngarkimeve faktike paraqesin më tepër një elips, efektet e ndryshimit në gjeometri mund të mos merren parasysh për thellësi shumë të fogla në dysheme;
- Përsëritjet. Veprimi i shumë ngarkesave në sipërfaqen e një dyshemeje, mund të ekuivalentohet me shumën e efekteve të ngarkesave individuale. Kjo mund të bëhet pasi ne kemi supozuar se materialet nuk do sforcohen kaluar limitit të tyre elastik.

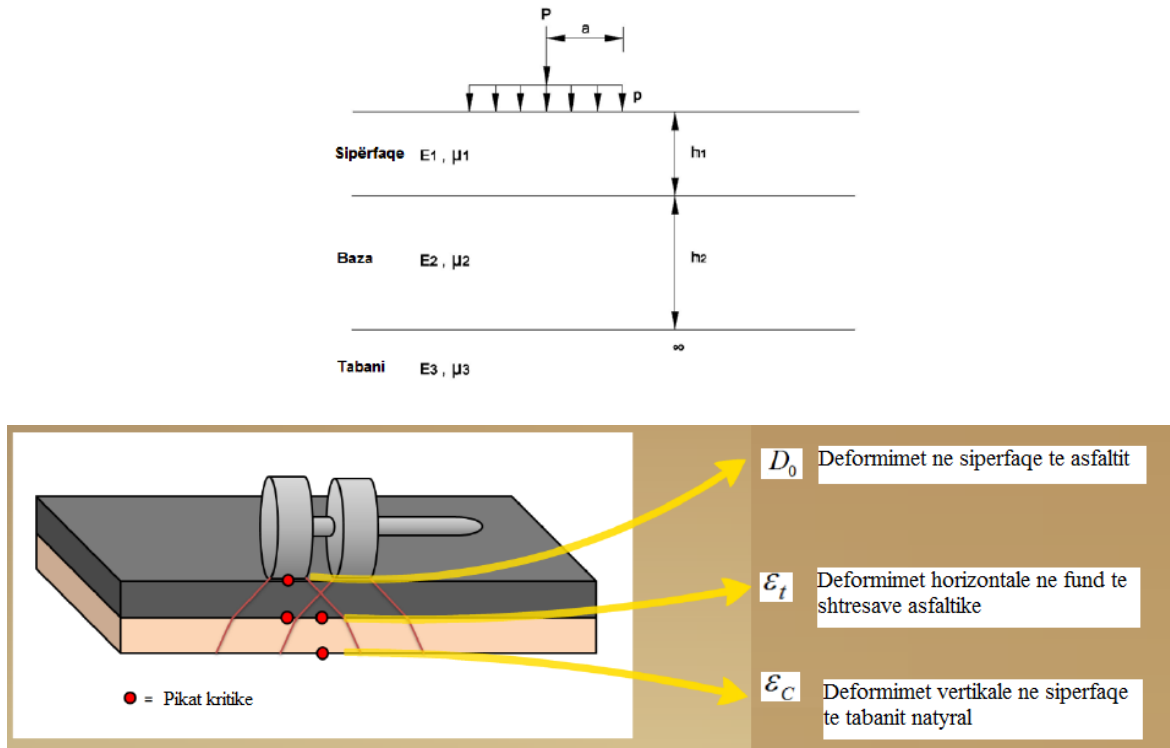


Figura 5 – Deformimet në pikat kritike

Në modelet elastike lineare, sjellja mekanike e çdo materiali përcaktohet nga dy parametra të dallueshëm: moduli i elasticitetit E (që vendos marrëdhënien midis madhësisë së sforcimit të aplikuar dhe deformimeve ose zhvendosjeve përkatëse), dhe koeficienti i Poisson-it ν (faktor i krahasimit midis deformimeve që ndodhin në dy drejtime pingule). Sjellja mekanike lineare-elastike bazohet në aftësinë që kanë materialet për t'u kthyer në gjendjen e tyre fillestare, pas veprimit të çdo ngarkesë të bazuar në ligjin e Hooke:

Duke marrë parasysh një ngarkesë uniforme të shpërndarë rrethore (fleksibile) të aplikuar në një strukturë të idealizuar të shtresave që i përmbahet thjeshtëzimeve të deklaruara më parë, është e mundur të përcaktohet shtrirja vertikale që përputhet me pikën qendrore të ngarkesës, për të cilin çdo pikë e vendosur në distancë të barabartë radiale dhe thellësi do të paraqesë deformime dhe sforcime të njëjta.

Parametrat e përdorur në analizën e lodhjes së shtresave të propozuara të paketës rrugore janë koherente me ato të propozuara nga Instituti i Asfaltit.

Trafiku, i shprehur si numri i përsëritjeve të boshtit 80kN, merret duke supozuar një zonë të shtypur me rrota rrethore me një kontakt rreze prej 10.76 cm, një presion kontakti prej 550 kPa dhe një distancë tërthore midis dy rrotave 30.0 cm.

Lidhja ndërmjet shtresave të asfaltit supozohet të jetë e puthitur plotësisht, ndërkohë që shtresat e tjera konsiderohen me ferkim zero.

Në mbështetje të dobëta terreni, është e pamundur që shtresat e palidhura të arrijnë modulin e elasticitetit maksimal, për shkak se reagimi i mbështetjes nga tabani është shumë i vogël.

Moduli i llogaritur që merret në konsideratë për secilen shtresë, llogaritet me anë të ekuacionit me poshtë:

$$E_i = E_s \times 0.2 \times h_i^{0.45}$$

Ku:

E_i = Moduli elastik i llogaritur per shtresen(MPa)

E_s = Moduli i elasticitetit ne siperfaqe te shtreses mbeshtetese(MPa)

h_i = Trashesia e shtreses(mm)

Parametrat e seciles shtrese per paketen qe do te llogarisim jane:

Shtrese Asfaltobetoni = 4cm, $E=3000$ Mpa, $\nu = 0.3$

Shtrese Binderi = 6 cm, $E=3000$ Mpa, $\nu = 0.3$

Shtrese stabilizanti =20 cm, $E_{max}=664$ Mpa, $\nu = 0.35$

Shtrese cakelli (cakell makinerie) =20 cm, $E_{max}=306$ Mpa, $\nu = 0.35$

Tabani i permiresuar $M_r = 128$ Mpa, $\nu = 0.40$

Tabani natyral CBR =5 %

Analiza e Deformimeve sipas teorise se elasticitetit:

Layer	Modulus	Poisson	Thickness		
1	3,000	0.30	100.0		
2	664	0.30	200.0		
3	306	0.35	200.0		
4	128	0.40	300.0		
5	49	0.40	semi-inf		
Load#	Stress	Radius	X	Y	
1	0.55	107.60	-150.00	0.00	
2	0.55	107.60	150.00	0.00	
	x	y	z		
Evaluation Point	150.00	0.00	0.00	Layer= 1	
Direction	Stress	Strain (microstrains)	Displacement		
X	8.72E-01	136	-1.23E-02		
Y	9.95E-01	189	0.00E+00		
Z	5.53E-01	-2	4.08E-01		
YZ	0.00E+00	0			
XZ	8.29E-07	0			
XY	0.00E+00	0			

$D_o = 0.408$ mm

Layer	Modulus	Poisson	Thickness	
1	3.000	0.30	100.0	
2	664	0.30	200.0	
3	306	0.35	200.0	
4	128	0.40	300.0	
5	49	0.40	semi-inf	
Load#	Stress	Radius	X	Y
1	0.55	107.60	-150.00	0.00
2	0.55	107.60	150.00	0.00
	x	y	z	
Evaluation Point	150.00	0.00	99.90	Layer= 1
Direction	Stress	Strain (microstrains)	Displacement	
X	-2.76E-01	81	3.03E-03	
Y	-3.64E-01	-119	0.00E+00	
Z	2.58E-01	150	4.00E-01	
YZ	0.00E+00	0		
XZ	2.82E-02	12		
XY	0.00E+00	0		

$$\epsilon_t = 119 \times 10^{-6} \text{ (mm/mm)}$$

Layer	Modulus	Poisson	Thickness	
1	3.000	0.30	100.0	
2	664	0.30	200.0	
3	306	0.35	200.0	
4	128	0.40	300.0	
5	49	0.40	semi-inf	
Load#	Stress	Radius	X	Y
1	0.55	107.60	-150.00	0.00
2	0.55	107.60	150.00	0.00
	x	y	z	
Evaluation Point	150.00	0.00	500.10	Layer= 4
Direction	Stress	Strain (microstrains)	Displacement	
X	-5.43E-03	-88	1.43E-02	
Y	-7.47E-03	-110	0.00E+00	
Z	2.20E-02	212	3.21E-01	
YZ	0.00E+00	0		
XZ	5.11E-03	56		
XY	0.00E+00	0		

$$\epsilon_c = 212 \times 10^{-6} \text{ (mm/mm)}$$

Metoda mekaniko – empirike nxjerr si forme kontrolli krahesimin e ngarkesave ESAL te perseritura per vitet e projektimit qe mund te perballoje shtresa qe po projektojme me ngarkesat e parashikuara qe vijne nga trafku ditor per vitet e projektimit.

1- Kontrolli ne lodhje e asfaltit nga deformimet horizontale(ϵ_t):

$$\log N_f = 15.947 - 3.291 \log \left(\frac{\epsilon_t}{10^{-6}} \right) - 0.854 \log \left(\frac{E_{AC}}{10^3} \right)$$

Ku E_{ac} – Moduli I elasticitetit te shtresave asfaltike.

2- Kontrolli ne ulje te asfaltit ne siperfaqe (ϵ_c):

$$N_f = 1.077 \times 10^{18} \left(\frac{10^{-6}}{\epsilon_c} \right)^{4.4843}$$

3- Kontrolli ne ulje te asfaltit ne siperfaqe(Do):

4-

$$\log N_f = 11.06 - 3.25 \log (D_0 \cdot 10^3)$$

Qe seksioni te jete i kontrolluar ne deformime, $\text{Min} (N_f) > \text{ESAL}$ i i parashikuar per vitet e projektimit.

Nga llogaritjet marrim qe :

- Kontrolli ne lodhje e asfaltit (fatigue) nga deformimet horizontale:

E_{ac} – Moduli i elasticitetit ne rastin tone do te konsiderohet ekuivalentja e shtreses asfaltike dhe shtreses se binderit.

$E_{ac} = 3000 \text{ MPa}$

$$\log N_f = 15.947 - 3.291 \log \left(\frac{\epsilon_t}{10^{-6}} \right) - 0.854 \log \left(\frac{E_{AC}}{10^3} \right)$$

$N_f = 7,329,468$ kalime te akseve ESAL 80 kN

- Kontrolli ne ulje te asfaltit ne siperfaqe(Rutting):

$$N_f = 1.077 \times 10^{18} \left(\frac{10^{-6}}{\epsilon_c} \right)^{4.4843}$$

Nf = 39,831,605 kalime te akseve ESAL 80 kN

- Kontrolli ne ulje te asfaltit ne siperfaqe (Deflection):

$$\log N_f = 11.06 - 3.25 \log(D_0 10^3)$$

Nf = 13,837,705 kalime te akseve ESAL 80 kN

Min (Nf) = 7,329,468 kalime te akseve ESAL 80 kN > 7,175,000 ESAL.

Kjo tregon se shtresat e marra ne konsiderate jane te mire dimensionuara dhe te kontrolluara ne deformime sipase teorise elastike te reagimit te mbishtresave rrugore dhe plotesojne kerkesat stukture te projektimit.

5 KONKLUZIONE

Modeli i mesiperm sherben per te verifikuar hipotezat tradicionale te ndertimit te rrugeve dhe te orientohen deri ne nivelin e duhur te garancise, dimensionimi i vertete i paketave do te behet, duke konsideruar edhe disa faktore te tjere qe jane specifike per vendin tone te tilla si:

- I. Kushtet specifike te klimes
- II. Materialet e mundshme per ndertim
- III. Ekuilibri i koston se vepres ne shfrytezimin e resurseve rrethanore
- IV. Kushtet aktuale te teknologjise se aplikueshme ne vend per ndertimin dhe mirembajtjen
- V. Kushtet konstruktive te shtresave te aplikueshme ne vendin tone ect

Bazuar ne analizen e mesiperme, paketa e propozuar e shtresave eshte plotesisht e kenaqshme me qellim absorbimin e trafikut te parashikuar per nje periudhe kohore prej me shume se 20 vjet.

REPUBLIKA E SHQIPERISE
BASHKIA BERAT

RIKUALIFIKIMI URBAN I UNAZES SE RE BERAT

RAPORTI I STRUKTURAVE

FAZA : PROJEKT ZBATIMI

GUSHT 2020

Lista e stafit te angazhuar

Emri
Seed Consulting



RAPORTI I URES

Permbajtja

1	HYRJE.....	5
1.1	<i>Pershkrim.....</i>	5
2	STANDARDET REFERUESE TE PROJEKTIMIT.....	7
3	MATERIALET DHE REZISTENCAT LLOGARITESE.....	8
3.1	<i>Materialet</i>	8
1.1	<i>Armatura.....</i>	9
1.	GJEOTEKNIKA DHE KARAKTERISTIKAT E TERRENIT.....	11
4	PARAMETRAT SIZMIKE TE PROJEKTIMIT NE ZONEN E NDERTIMIT TE VEPRES.....	15
4.1	<i>Veprimi sizmik</i>	15
5	MBISTRUKTURA – EFEKTET GLOBALE.....	21
5.1	<i>Modelet e analizes strukture.....</i>	21
5.2	<i>ANALIZA E NGARKESAVE</i>	22
6	IZOLIMI SIZMIK	30
6.1	<i>Izolimi ne drejtimin gjatesor dhe terthor</i>	30
7	KOMBINIMI I NGARKESAVE.....	32
7.1	<i>Kombinimet themelore te ngarkesave.....</i>	33
8	MBISTRUKTURA.....	35
8.1	<i>Konsiderime te pergjithshme</i>	35
8.2	<i>Projektimi i traut.....</i>	35
8.3	<i>Rezultatet e analizave</i>	42
8.4	<i>SLS: verifikimi i sforcimeve ne beton dhe armature</i>	45
9	MBESHTETJET DHE FUGAT E ZGJERIMIT.....	48
9.1	<i>Mbeshtetjet Pajisjet e mbeshtetjeve dhe spostimet horizontale.....</i>	48
9.2	<i>Fugat e zgjerimit.....</i>	48
10	NENSTRUKTURA	50
10.1	<i>Shpatullat.....</i>	50

Lista e figurave

Figura 1 – Plani i Ures.....	5
Figura 2 – Profili gjatesor i Ures	5
Figura 3 – Skema e mbeshtetjeve	6
Figura 4– Harta e Nxitimit Maksimal te Truallit (m/s^2) me periode kthimi prej 475 vjetesh, per Tipin A te truallit, botimi “Sizmiciteti, tektonika dhe vleresimi i rrezikut sizmik ne Shqiperi”	16
Figura 5–’Magnituda maksimale e pritshme”, botimi “Sizmiciteti, tektonika dhe vleresimi i rrezikut sizmik ne Shqiperi”	20
Figura 6 – Spektri i modifikuar i projektuar	31
Figura 7 – Plani i traut	35
Figura 8 – Seksioni terthor ne hapesire i traut	35
Figura 9 – Seksioni terthor ne mbeshtetje i traut	36
Figura 10 – Modeli llogarites.....	40
Figura 11 – Pamje 3D e modelit	41
Figura 12 – Seksioni gjatesor i shpatulles.....	51
Figura 13– M_{1-1} dhe M_{2-2}	58
Figura 14– V_{1-3} dhe V_{2-3}	58
Figura 15– F_{1-1} dhe F_{2-2}	58
Figura 16– M_{1-1} dhe $M_{2-2_ULS_02}$ Muri permbylles	59
Figure 17– V_{1-3} dhe $V_{2-3_ULS_02}$ Muri permbylles.....	59
Figure 18– F_{1-1} dhe $F_{2-2_ULS_02}$ Muri permbylles	59
Figure 19– M_{1-1} and $M_{2-2_ULS_02}$	60
Figure 20– V_{1-3} and $V_{2-3_ULS_02}$	60
Figure 21– F_{1-1} dhe $F_{2-2_ULS_02}$	61

Lista e Tabelave

Table 1- Tipet e truallit sipas EN-1998-1	17
Tabela 2 – Vlerat karakteristike te ngarkesave multikomponente per ngarkesat e trafikut ne ura rrugore	32
Tabela 3 – Koeficientet e sigurise per kombinimin ULS.....	32
Tabela 4 – Koeficientet per ngarkesat e perkohshme	33
Tabela 5 - Vlerat projektuese të veprimeve EQU) (Set A)	53
Tabela 6 - Vlerat projektuese të veprimeve (STR) (Set B).....	54
Tabela 7 - Vlerat projektuese të veprimeve (GEO) (Set C).....	54
Tabela 8 - Vlerat projektuese të veprimeve në situatë aksidentale dhe gjatë projektimit sizmik.....	55
Tabela 9 - Vlerat projektuese të veprimeve për kombinimin SLS.....	55
Tabela 10 - Vlerat e rekomanduara të faktorit Ψ për ura rrugore	56

1 HYRJE

1.1 Pershkrim

Ura është e pozicionuar ne progresiven 1+430.00 te rruges, mbi kanalin ekzistues. Kjo ure është e perbere nga nje kampate, me gjatesi 18.0m . Planimetria dhe profili gjatesor i Ures është e treguar si ne figuren e meposhtme.

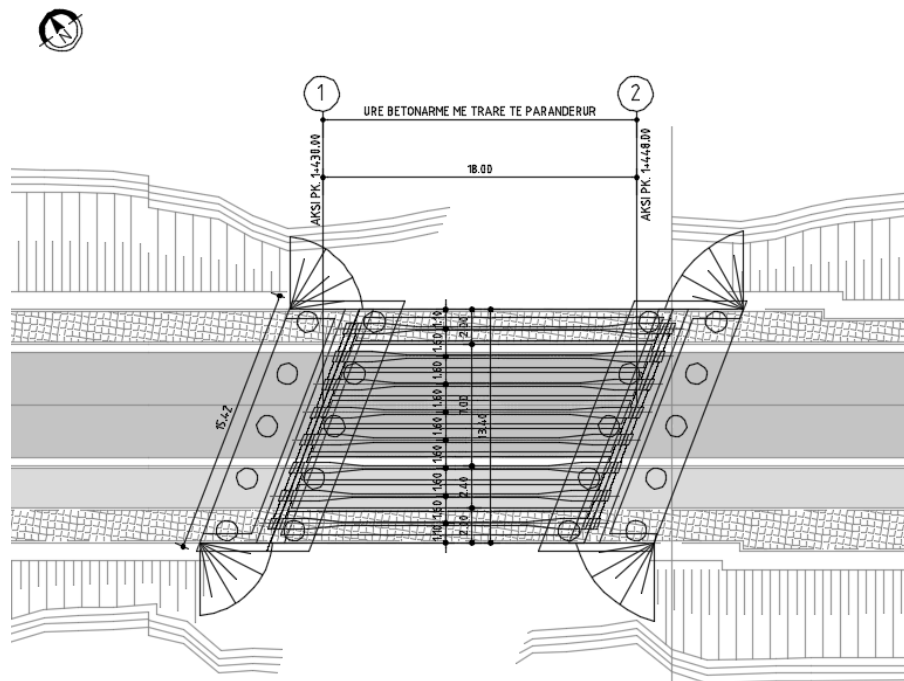


Figura 1 – Plani i Ures

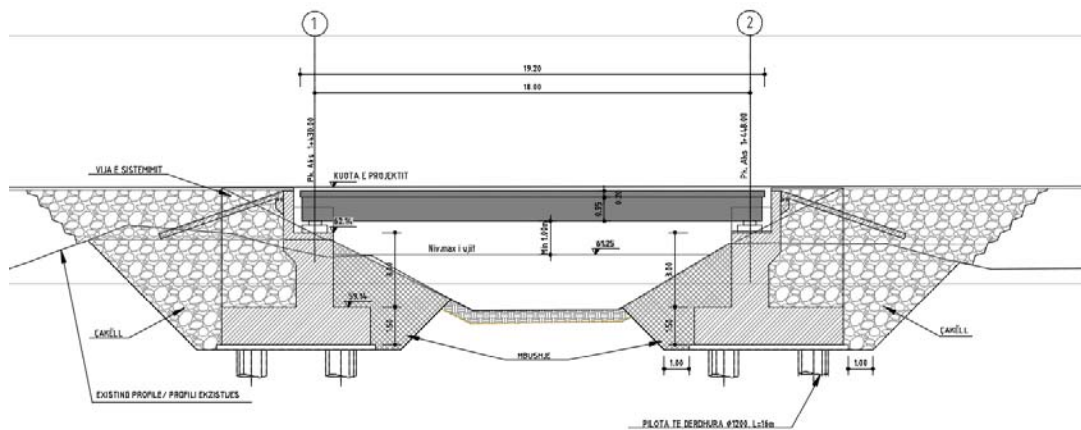


Figura 2 – Profili gjatesor i Ures

Mbistruktura perbehet nga nje kampate e vetme me distance midis dy mbeshtetjeve 18.0 m. Mbistruktura perbehet nga 8 trare beton arme te tipit “T”, te parapergatitur dhe te paranderur. Traret jane me lartesi 0.95 m dhe me distance aksiale ndermjet tyre prej 1.6 m. Soleta e ures ka trashesi 20 cm , 20cm beton arme i derdhur ne vend, do te perdoren prerdale me trashesi 5cm te cilat funksionojne si kallep per derdhjen e betonit.

Shpatullat perbehen nga mure ballore prej betoni te armuar dhe mure anesore ne te dy krahjet, te vendosur mbi jastekun e pilotave me trashesi prej 1.50 m, te mbeshtetur nga nje sistem pilotash Ø1200mm te derdhura ne vend me thellesi 16.0 m. Traret jane mbeshtetur ne mure ballor me trashesi 1.50m.

Skema statike e mbistruktures konsiston ne nje tra me nje hapesire drite me mbeshtetje te thjeshta. Mbistruktura do te jete e izoluar sizmikiisht ne te dy drejtimet me mbeshtetje elastomerike shuarese, siç tregohet ne skemen e meposhtme.



Figura 3 – Skema e mbeshtetjeve

2 STANDARDET REFERUESE TE PROJEKTIMIT

Projektimi i strukture se permendur ne kete raport, u referohet Eurokodeve, kryesisht me vlerat e rekomanduara te parametrave te ndryshem, me shfrytezimin e Anekseve Kombetare Italiane te Eurokodeve e ne raste te rralla pershtatjen e Normave Teknike te Ndertimit (NTC) italiane si rezultat i mungeses se Anekseve Kombetare Shqiptare te Eurokodeve apo i mungeses se parametrave te tille ne Kushtet Teknike te Projektimit shqiptare. U referohemi disa rregullave ne raste te ndryshme.

Eurokodet

EN Part	Scope	Concrete	Steel	Composite
EN 1990	Basis of design	√	√	√
EN 1990/A1	Bridges	√	√	√
EN 1991-1-1	Self-weight	√	√	√
EN 1991-1-3	Snow loads	√	√	√
EN 1991-1-4	Wind actions	√	√	√
EN 1991-1-5	Thermal actions	√	√	√
EN 1991-1-6	Actions during execution	√	√	√
EN 1991-1-7	Accidental actions	√	√	√
EN 1991-2	Traffic loads	√	√	√
EN 1992-1-1	General rules	√		√
EN 1992-2	Bridges	√		√
EN 1993-1-1	General rules		√	√
EN 1993-1-5	Plated elements		√	√
EN 1993-1-7	Out-of-plane loading		√	√
EN 1993-1-8	Joints		√	√
EN 1993-1-9	Fatigue		√	√
EN 1993-1-10	Material toughness		√	√
EN 1993-1-11	Tension components		√	√
EN 1993-1-12	Transversely loaded plated structures		√	√
EN 1993-2	Bridges		√	√
EN 1993-5	Piling		√	√
EN 1994-1-1	General rules			√
EN 1994-2	Bridges			√
EN 1997-1	General rules	√	√	√
EN 1997-2	Testing	√	√	√
EN 1998-1	General rules, seismic actions	√	√	√
EN 1998-2	Bridges	√	√	√
EN 1998-5	Foundations	√	√	√

3 MATERIALET DHE REZISTENCAT LLOGARITESH

3.1 Materialet

Karakteristika mekanike e materialeve te ndertimit do te percaktohen ne baze te (EN 1992-1-1, Seksioni 3) ndersa klasa e ekspozimit sipas (EN 1992-1-1, Seksioni 4.2) si dhe sipas (EN 206).

1.1.1 Betoni per soleten e ures, bordurat e trotuarit, bazen e aparateve te mbeshtetjes

Klasa	C32/40	
$R_{ck} =$	40.00	N/mm ²
$f_{ck} =$	32.00	N/mm ²
$\gamma_M =$	1.5	-
$f_{cd} =$	21.00	N/mm ²
$c =$	35	mm
	XF4	-

1.1.2 Betoni per strukturen vertikale te ballnes

$R_{ck} =$	37.00	N/mm ²
$f_{ck} =$	30.00	N/mm ²
$\gamma_M =$	1.5	-
$f_{cd} =$	17.00	N/mm ²
$c =$	40	mm
	XF2	-

1.1.3 Betoni per themelin e ballnes

Classe	C30/37	
$R_{ck} =$	37.00	N/mm ²
$f_{ck} =$	30.00	N/mm ²
$\gamma_M =$	1.5	-
$f_{cd} =$	17.00	N/mm ²
$c =$	75	mm
	XC2	-

1.1.4 Betoni i Traut te Paranderur

Klasa	C45/55	
$R_{ck} =$	55.00	N/mm ²
$f_{ck} =$	45.00	N/mm ²
	XC0	-

1.1.5 Betoni i varfer

Klasa	C12/15	
$R_{ck} =$	15.00	N/mm ²
$f_{ck} =$	12.00	N/mm ²
	XF4	-

1.1 Armatura**1.1.1 Armatura e zakonshme**

Klasa	B450C
$f_{yk} = 450$ N/mm ²	
$f_{yd} = 391.3$ N/mm ²	
$\gamma_M = 1.15$	

1.1.2 Armatura e paranderur

Trefoli ϕ 0.6”

Siperfaqja nominale: 1.39 cm^2

$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$

$f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$

$E_s = 195000 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{spi} = 1400 \text{ N/mm}^2$

1. GJEOTEKNIKA DHE KARAKTERISTIKAT E TERRENIT

Sipas dokumentit “Raporti Gjeologjik” pergjate gjurmes se rruges dhe ne pozicione kritike per te bere me pas projektimin e strukturave dhe te rruges, u kryen punimet fushore qe konsistojne ne 4 (kater) shpime ne trup te rruges me thellesi nga 6 dhe 10 metra ne vende te paracaktuara ne te cilat u moren kampione per analiza, si dhe 5 gropa studimi deri ne 3.0m.



Në kontrollet gjeoteknike dhe strukturore janë marrë parasysh parametrat e mëposhtëm.

Vetite Fiziko Mekanike te shtresave te studiuara

Me poshte po listojme vetite fiziko – mekanike te shtresave sipas sondave te kryera :

Per shpimin 1 (trase)

Shtresa 1- Toke Vegjetale suargjile me rrenje bimesh.

Shtresa 2- Suargjila te lehta me ngjyre kafe-bezhe, me lageshtire ne gjendje plastike mesatarishte te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	< 0.002 mm	39.0 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	48.46 %
Fraksioni rere	> 0.063 mm	12.54 %
Klasifikimi		CL-ML
Lageshtia natyrale		W _n = 27.18%

Kufiri i rrjedhshmerise	$W_r = 46.3$
Kufiri i plasticitetit	$W_p = 28.1$
Indeksi i plasticitetit	$I_p = 18.2$
Kosistenca	$B = 0.05$
Pesha specifike	$\rho = 27 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale	$\gamma = 17.99 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit	$e = 0.91$
Moduli i deformimit	$E = 14 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem	$\phi = 16^\circ$
Kohezioni	$C = 40 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 150 \text{ kPa}$
SPT	$N_{SPT} = 7$

Shtresa 3 - Zhavore te lumit osum me origjine jane koker vogel deri koker madhe, mestarishte deri te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	12.83 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	16.37 %
Fraksioni rere	0.063-2 mm	20.71 %
Fraksion zhavor	$> 2 \text{ mm}$	49.88 %
Klasifikimi	GP-GM	
Lageshtia natyrale	$W_n = 7.67 \%$	
Kufiri i rrjedhshmerise	$W_r = 32.2$	
Kufiri i plasticitetit	$W_p = 21.7$	
Indeksi i plasticitetit	$I_p = 10.5$	
Kosistenca	$B = 1.34$	
Pesha specifike	$\rho = 26.75 \text{ kN/m}^3$	
Pesha volumore ne gjendje natyrale	$\gamma = 20.13 \text{ kN/m}^3$	
Koeficienti i porozitetit	$e = 0.4$	
Moduli i deformimit	$E = 33 \text{ MPa}$	
Kendi i ferkimit te brendshem	$\phi = 28^\circ$	
Kohezioni	$C = 10 \text{ kPa}$	
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 200 \text{ kPa}$	
SPT	$N_{SPT} = 19$	
C B R	CBR = 5.14	

Per shpimin 2 (ura)

Shtresa 1- Toke Vegjetale suargjile me rrenje bimesh.

Shtresa 2- Suargjila te lehta me ngjyre kafe-bezhe, me lageshtire ne gjendje plastike mesatarishte te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	36.59 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	43.82 %
Fraksioni rere	$> 0.063 \text{ mm}$	19.61 %
Klasifikimi	CL-ML	
Lageshtia natyrale	$W_n = 26.05\%$	
Kufiri i rrjedhshmerise	$W_r = 35.1$	

Kufiri i plasticitetit	$W_p = 20.3$
Indeksi i plasticitetit	$I_p = 14.8$
Kosistenca	$B = 0.39$
Pesha specifike	$\rho = 26.72 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale	$\gamma = 17.88 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit	$e = 0.9$
Moduli i deformimit	$E = 14 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem	$\varphi = 16^\circ$
Kohezioni	$C = 4 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 160 \text{ kPa}$
SPT	$N_{SPT} = 9$
C B R	$CBR = 5.25$

Shtresa 3 - Zhavorre te lumit Osum me origjine, jane kokerr vogel deri kokerr madh, mesatarisht deri te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	4.23 %
Fraksioni pluhuror	$0.002-0.063 \text{ mm}$	5.46 %
Fraksioni rere	$0.063-2 \text{ mm}$	14.93 %
Fraksion zhavor	$> 2 \text{ mm}$	75.39 %
Klasifikimi	GP-GM	
Lageshtia natyrale	$W_n = 5.43 \%$	
Pesha specifike	$\rho = 26.55 \text{ kN/m}^3$	
Pesha volumore ne gjendje natyrale	$\gamma = 20.72 \text{ kN/m}^3$	
Koeficienti i porozitetit	$e = 0.4$	
Moduli i deformimit	$E = 33 \text{ MPa}$	
Kendi i ferkimit te brendshem	$\varphi = 28^\circ$	
Kohezioni	$C = 10 \text{ kPa}$	
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 200 \text{ kPa}$	
SPT	$N_{SPT} = 23$	

Per shpimin 3 (trase)

Shtresa 1 - Toke Vegjetale suargjile me rrenje bimesh.

Shtresa 3 - Zhavore te lumit osum me origjine jane koker vogel deri koker madhe, mestarishte deri te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	3.87 %
Fraksioni pluhuror	$0.002-0.063 \text{ mm}$	5.0 %
Fraksioni rere	$0.063-2 \text{ mm}$	14.91 %
Fraksion zhavor	$> 2 \text{ mm}$	76.22 %
Klasifikimi	GP-GM	
Lageshtia natyrale	$W_n = 5.35 \%$	
Pesha specifike	$\rho = 26.61 \text{ kN/m}^3$	
Pesha volumore ne gjendje natyrale	$\gamma = 20.98 \text{ kN/m}^3$	
Koeficienti i porozitetit	$e = 0.3$	
Moduli i deformimit	$E = 33 \text{ MPa}$	
Kendi i ferkimit te brendshem	$\varphi = 28^\circ$	

Kohezioni	$C = 10 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 200 \text{ kPa}$
SPT	$N_{\text{SPT}}=27$
CBR	$\text{CBR}= 5.43$

Per shpimin 4 (trase)

Shtresa 1- Toke Vegjetale suargjile me rrenje bimesh.

Shtresa 2- Suargjila te leta me ngjyre kafe-bezhe me lageshtire ne gjendje plastike mesatrishte te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	38.2 %
Fraksioni pluhuror	$0.002-0.063 \text{ mm}$	47.46 %
Fraksioni rere	$> 0.063 \text{ mm}$	14.33 %
Klasifikimi		CL-ML
Lageshtia natyrale		$W_n = 47.1\%$
Kufiri i rrjedhshmerise		$W_r = 28.4\%$
Kufiri i plasticitetit		$W_p = 20.3$
Indeksi i plasticitetit		$I_p = 18.7$
Kosistenca		$B = 0.19$
Pesha specifike		$\rho = 26.96 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale		$\gamma = 17.91 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit		$e = 0.9$
Moduli i deformimit		$E = 14 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem		$\phi = 16^\circ$
Kohezioni		$C = 4 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje		$\sigma = 160 \text{ kPa}$
SPT		$N_{\text{SPT}}=11$
C B R		$\text{CBR}= 4.89$

Shtresa 3

Zhavore gelqerore suargjilore me ngjyre bezhe me pak lageshtire,mbas 5.0m jane te ngopura me uje,jane mesatrisht te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	4.23 %
Fraksioni pluhuror	$0.002-0.063 \text{ mm}$	5.46 %
Fraksioni rere	$0.063-2 \text{ mm}$	14.93 %
Fraksion zhavor	$> 2 \text{ mm}$	75.39 %
Klasifikimi		GP-GM
Lageshtia natyrale		$W_n = 5.43 \%$
Pesha specifike		$\rho = 26.55 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale		$\gamma = 20.72 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit		$e = 0.4$
Moduli i deformimit		$E = 33 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem		$\phi = 28^\circ$
Kohezioni		$C = 10 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje		$\sigma = 200 \text{ kPa}$
SPT		$N_{\text{SPT}}=17$

4 PARAMETRAT SIZMIKE TE PROJEKTIMIT NE ZONEN E NDERTIMIT TE VEPRES

4.1 Veprimi sizmik

Ne perputhje me EN-1998-1 “Projektimi i strukturave per rezistencen ndaj termeteve” per nje zone specifike reference me siperfaqe topografike horizontale rigjide (klasi A) eshte definuar nje rrezik sizmik bazik, ne vecanti vlerat maksimale horizontale te nxitimit ag dhe te parametrave qe definojne spektrin e reagimit sipas EN-1998-1, te cilat gjenden ne korrespondence te nje pike te rrjetit koordinativ (rrjet reference) nyjet e te cilit jane mjaftueshem afer me njeri – tjetrin (jo me larg se 10 km) dhe per periodat e ndryshme te kthimit T_R te cilat i perkasin nje intervali reference ndermjet 30 dhe 2475 vjet, duke perfshire ekstremet.

Veprimi sizmik i identifikuar ne kete menyre eshte ndryshuar me vone, ne menyra te shprehura qarte nga EN-1998-1, per te marre parasysh ndryshimet e prodhuara nga kushtet lokale te stratigrafise nen siperfaqesore aktualisht te pranishme ne kantierin e ndertimit dhe siperfaqen morfologjike. Keto ndryshime karakterizojne pergjigjen sizmike.

Ne perputhje me Eurocode 8 “Projektimi i strukturave per rezistencen ndaj termeteve” – Pjesa 1: Rregulla te pergjithshme, veprimi sizmik dhe rregullat per ndertesat, verifikimet strukturore jane kryer me metoden e gjendjeve kufitare semi-probabilistike.

Strukturat ne rajonet sizmike duhet te projektohen dhe ndertohen ne menyre te tille, qe, me nje shkalle adekuat besueshmerie, te kenaqen kerkesat qe vijoje:

- Kerkesa e mos-shembjes

Struktura duhet te projektohet dhe ndertohet e tille qe te perballoje veprimin sizmik projektues te perkufizuar ne Seksionin 3, pa pesuar shembje lokale apo teresore, duke ruajtur keshtu integritetin e saj strukturor, si dhe nje kapacitet ngarkese-mbajtes mbetes, pas veprimeve sizmike. Veprimi projektues sizmik shprehet nepermjet: a) veprimit reference sizmik qe lidhet me nje probabilitet reference kalimi te tij, PNCR, ne 50 vjet ose me nje periudhe reference te rikthimit, TNCR; dhe b) faktorit te rendesise γ_I (shih EN 1990:2002, si dhe pikat (2)P dhe (3)P te kesaj klauzole) per te marre parasysh diferencimin e besueshmerise.

Shenim 1: Vlerat qe u caktohen PNCR ose TNCR per t’u perdorur ne nje vend, mund te gjenden ne Aneksin perkates Kombetar te ketij dokumenti. Vlerat e rekomanduara per PNCR ose TNCR jane: PNCR = 10% dhe TNCR = 475 vjet.

Shenim 2: Vlera e probabilitetit te kalimit, PR ne TL vjet e nje niveli te caktuar te veprimit sizmik lidhet me periudhen mesatare te rikthimit, TR, te ketij niveli te veprimit sizmik me ane e shprehjes: $TR = -TL / \ln(1 - PR)$. Keshtu, per nje TL te dhene, veprimi sizmik mund te specifikohet ne menyre ekuivalente ose me ane te periudhes se tij mesatare te rikthimit, TR, ose me ane te probabilitetit te kalimit, PR ne TL vjet.

- Kerkesa e kufizimit te demtimeve

Struktura duhet te projektohet dhe ndertohet e tille, qe nje veprim sizmik, i cili kundrejt veprimit sizmik projektues ka nje probabilitet me te madh qe te ndodhe, ajo ta perballoje pa pesuar demtime dhe kufizime persa i perket perdorimit (funksionalitetit), kostoja e te cilave do te ishte shume me e larte ne krahasim me koston e vete strukture. Veprimi sizmik qe duhet te merret parasysh per “kerkesen e kufizimit te demtimeve” ka nje probabilitet kalimi, PDLR, ne 10 vjet dhe nje periudhe perseritjeje, TDLR. Ne mungese te te dhenave me te sakta, per verifikimin e “kerkeses se kufizimit te demtimeve”, mund te perdoret faktori i reduktimit ndaj veprimit sizmik projektues ne perputhje 4.4.3.2 (2).

Shenim 3: Vlerat qe u caktohen PNCR ose TNCR per t'u perdorur ne nje vend, mund te gjenden ne Aneksin perkates Kombetar te ketij dokumenti. Vlerat e rekomanduara PDLR ose TDLR jane: PDLR = 10% dhe TDLR = 95 vjet.

Per definimin e parametrave sizmike me poshte jepet nje harte e cila tregon nxitimin maksimal te truallit (m/s^2) me 10% me propabilitet tejkalmi ne 50 vjet, nga botimi "Sizmiciteti, tektonika dhe vleresimi i rrezikut sizmik ne Shqiperi".

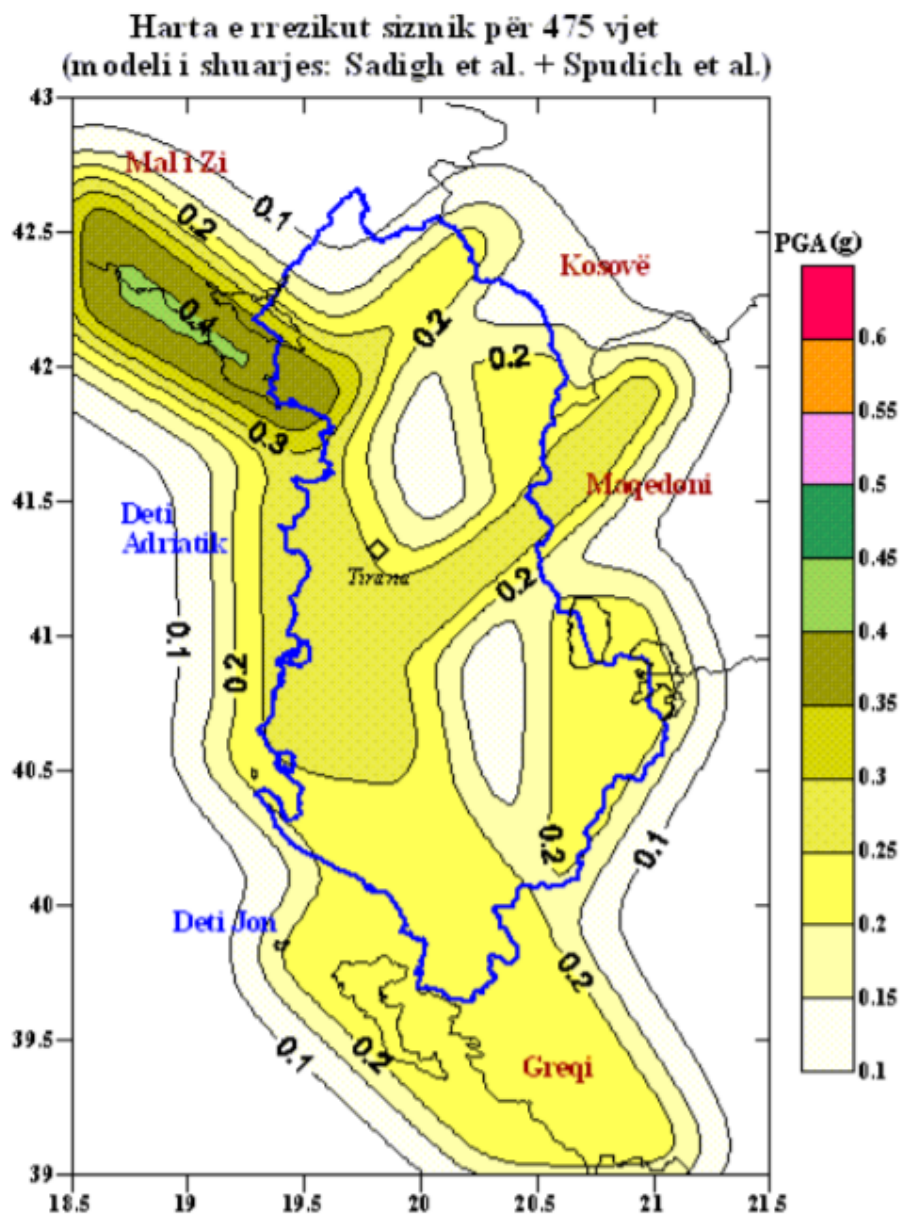


Figura 4– Harta e Nxitimit Maksimal te Truallit (m/s^2) me periode kthimi prej 475 vjetesh, per Tipin A te truallit, botimi "Sizmiciteti, tektonika dhe vleresimi i rrezikut sizmik ne Shqiperi".

Nga relacioni gjeoteknik, kryesisht per pershkrimin e karakteristikave gjeologjike te njesive litologjike, ne mund te konkludojme se kategoria e tokes i korrespondon Lloji toke C, siç mund te shihet ne tabelen e meposhtme.

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	—	—
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	—	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

Table 1- Tipet e truallit sipas EN-1998-1

Me qellim qe te kenaqen kerkesat themelore te dhena ne 2.1 (EN 1998: Pjesa 1), duhet te kontrollohen gjendjet kufitare vijuese (shih 2.2.2 dhe 2.2.3):

- gjendjet e fundit kufitare;
- gjendjet e kufizimit te demtimeve;

Per definimin e veprimit sizmik, eshte e nevojshme te specifikohet periudha reference e rikthimit, ne varesi te gjendjes kufitare te marre ne konsiderate:

- Koha nominale e struktures ose *Jetegjatesia projektuese e struktures*.

Per projektimin e ures eshte marre ne konsiderate nje *Jetegjatesi projektuese e struktures prej 100 vjetesh*. Bazuar tek EN 1990 : EUROCODE: BAZAT E PROJEKTIMIT TE STRUKTURAVE, *Jetegjatesia projektuese e struktures* eshte e definuar ne tabelen e meposhtme:

Table 2.1 - Indicative design working life

Design working life category	Indicative design working life (years)	Examples
1	10	Temporary structures ⁽¹⁾
2	10 to 25	Replaceable structural parts, e.g. gantry girders, bearings
3	15 to 30	Agricultural and similar structures
4	50	Building structures and other common structures
5	100	Monumental building structures, bridges, and other civil engineering structures
(1) Structures or parts of structures that can be dismantled with a view to being re-used should not be considered as temporary.		

- Klasa e rendesise.

Sipas Eurocode 8 - Projektimi i strukturave prej termeteve - Pjesa 2: Urat - Perkufizimet e klasave te rendesise per urat ne nje vend mund te gjenden ne Aneksin Kombetar. Klasifikimi i rekomanduar eshte per tre klasa te rendesise, si vijon:

Prandaj vlera e perdorur e faktorit te rendesise eshte ai i klases II, $\gamma I = I$.

Vlerat e faktorit te rendesise γI , jane te dhena ne tabelen e meposhtme (vlera te rekomanduara):

Table 2: Bridge Importance Classes

Importance Class		γ_I
Greater than average	III	1.30
Average	II	1.00
Less than average	I	0.85

- Periudha reference e rikthimit, T_{NCR} .

Te dhenat e perdorura per vleresimin e kerkeses sizmike ne strukturen e ketij relacioni, eshte veprimi reference sizmik i cili reflekton eventin sizmik me nje periode kthimi reference (RP), T_{NCR} , prej 475 vitesh. Nje ngjarje e tille ka nje probabilitet tejkalimi (PR) prej 10% per nje periudhe te projektimit prej 50 vjetesh. Prandaj, ne rastin e Ures tone e cila ka nje *periudhe projektimi pune (DWL)* me te madhe se periudha e veprimit reference sizmik, duke filluar me keto te dhena input $ag = 0.266g$ eshte llogaritur nxitimi i cili do te perdoret per llogaritjen dhe projektimin e ures (Nga libri “Sizmiciteti, Sizmotektonika dhe Vleresimi i rrezikut sizmik ne Shqiperi” (Shyqyri Aliaj, Siasi Kociu, Betim Muco, Eduard Sulstarova), Aneksi I – Tabelat e rrezikut sizmik per Shqiperine – Tabela 1”).

Per spektrin e rekomanduar te reagimit elastik horizontal, parametrat sizmike per Tipin 1 (shih harten ne Figure 5 se cila magnitude maksimale i perket Tiranes $M > 5.5$), jane te dhena ne tabelen e meposhtme:

Table 3.2: Values of the parameters describing the recommended Type I elastic response spectra

Ground type	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

Per spektrin e rekomanduar te reagimit elastik vertikal, parametrat sizmike per Tipin 1, jane te dhena ne tabelen e meposhtme:

Case	S		T_B (s)		T_C (s)		T_D (s)		a_{vg}/a_g	
Spectrum type	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Soil class A	1.0	1.00	0.15	0.05	0.4	0.25	2.0	1.2		
Soil class B	1.20	1.35	0.15	0.05	0.5	0.25	2.0	1.2		
Soil class C	1.15	1.50	0.20	0.10	0.6	0.25	2.0	1.2		
Soil class D	1.35	1.80	0.20	0.10	0.8	0.30	2.0	1.2		
Soil class E	1.40	1.60	0.15	0.05	0.5	0.25	2.0	1.2		
Vertical Spectrum	1.00	1.00	0.05	0.05	0.15	0.15	1.0	1.0	0.90	0.45

Table 3.4: Recommended values of parameters describing the vertical elastic response spectra

Spectrum	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Type 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Type 2	0,45	0,05	0,15	1,0

horizontale dhe vertikale te barabarta me prodhimin e forcave te gravitetit me nje koeficient sizmik.

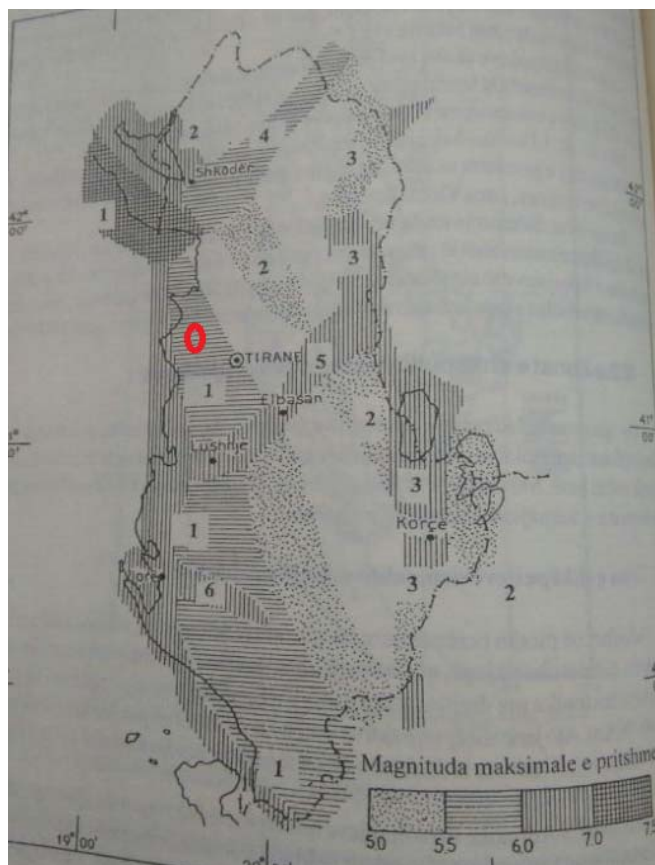


Figura 5–’Magnituda maksimale e pritshme’’, botimi “Sizmiciteti, tektonika dhe vleresimi i rrezikut sizmik ne Shqiperi”

Duke pasur parasysh klasen e rendesise II te struktures, e cila jep nje faktor rendesie $\gamma_I = 1$, vlera e pershpejtimit te projektimit ne toke do te jete:

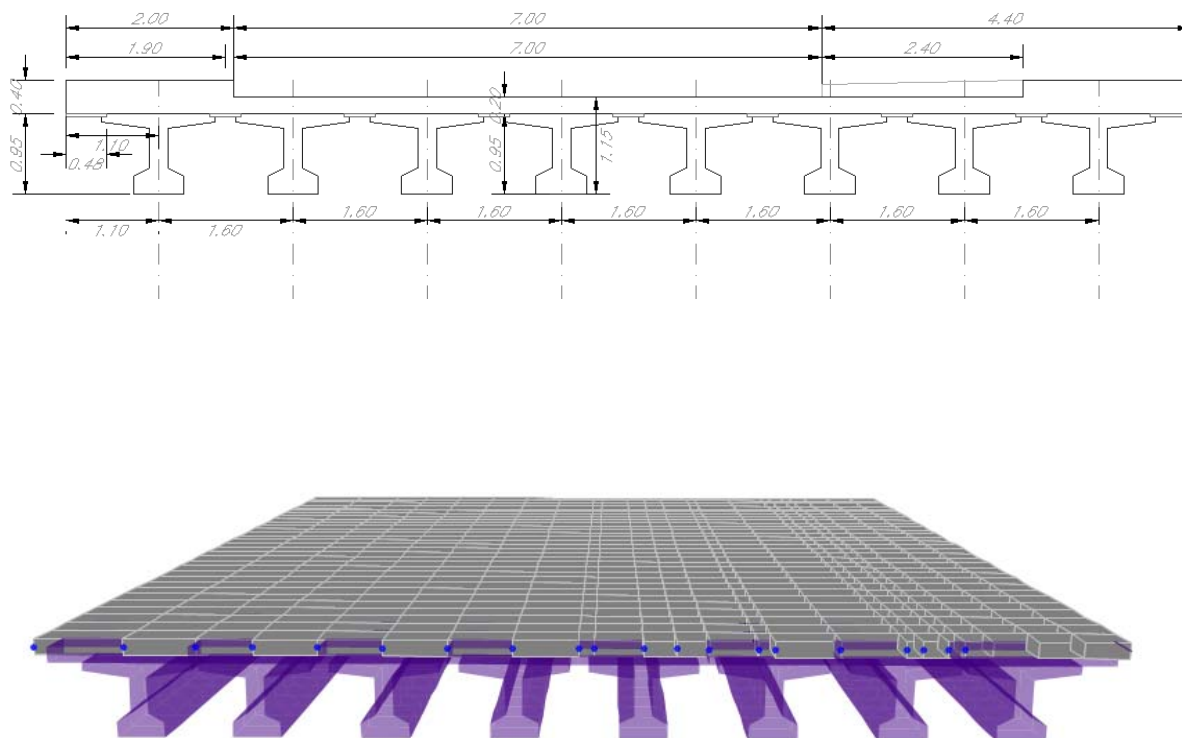
$$a_g = \gamma_I * a_{gR} = 1 * 0.266 = 0.266g$$

5 MBISTRUKTURA – EFEKTET GLOBALE

5.1 Modelet e analizes strukture

Per llogaritjen e forcave te brendshme te struktures eshte perdorur nje model tre dimensional me elemente te fundem, i zhvilluar me ndihmen e programit te KompJuter dhe Struktura SAP2000.

Modeli i analizes strukturele perbehet nga trare, te modeluar si frame, trasverset te modeluar si frame dhe soleta e modeluar si shell. Ne korrespondence me ballinat, , jane te lidhur nepermjet lidhjeve rigjide (rigid link) secila, te cilet simulojne izolatoret sizmike. Keto elemente, te krijuara automatikisht nga programi, jane lidhjet "izolatore gome", dhe jane vertikalisht te pozicionuar ne distancen e sakte nga qendra e gravitetit e elementit tip frame.



Ne modelin e analizes strukture X perfaqeson drejtimin gjatesor ne lidhje me mbistrukturen, Y perfaqeson drejtimin terthor ne lidhje me drejtimin e mbistruktures dhe Z eshte drejtimi vertikal.

5.2 ANALIZA E NGARKESAVE

5.2.1 Pesha vetjake dhe ngarkesat e perhershme

Ne kete kapitull shpjegohen veprimet te cilat jane marre ne konsiderate per te percaktuar forcat e projektimit.

- Peshat Vetjake (G1)**

Traret	=	12.91kN/m
Soleta e Trareve qendror	$25 \text{ kN/m}^3 \times (0.20 \text{ m} \times 1.6 \text{ m}) =$	8.00 kN/m
Soleta e trareve te jashtem	$25 \text{ kN/m}^3 \times (0.20 \text{ m} \times 1.8 \text{ m}) =$	9.5 kN/m
Pesha e diafragmes	$q_{\text{diaf}} = 7 \text{ kN/ml}$	

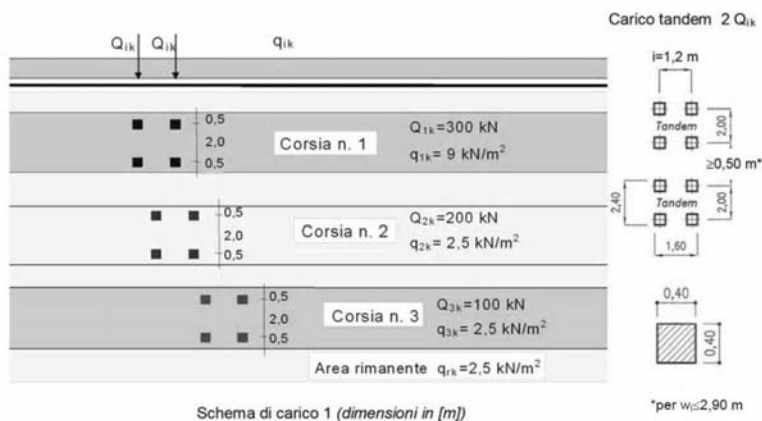
- Ngarkesat e perhershme jo-strukture (G2)**

Shtresat asfaltike	$22 \text{ kN/m}^3 \times 0.135 \text{ m} =$	3.375kN/m ²
Shtresat asfaltike ne korsine e bicikletave	$22 \text{ kN/m}^3 \times 0.20 \text{ m} =$	5.00kN/m ²
Trotuari	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0.2 \text{ m} =$	5.00kN/m ²
Barriera e sigurise	$1 \times 1.5 \text{ kN/m} =$	1.50 kN/m
Rrjeta mbrojtese	$1 \times 1.0 \text{ kN/m} =$	1.00 kN/m

5.2.2 Ngarkesat e trafikut – Qik dhe qik

- Modeli global**

Sipas Eurokodit 1per analizen globale te urave, do ti referohemi skemes se ngarkimi sipas Modelit 1.

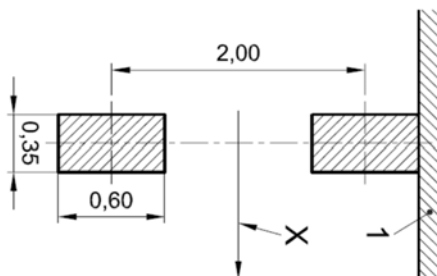


Kjo skeme ka tre korsi te ngarkuara:

- Korsa e pare e ngarkimit eshte e perbere nga nje ngarkese e zakonshme e veturave $Q_{1k} = 600 \text{ kN}$ secila me dy akse dhe me nga dy rrota, ne distancen 1.20 m ne drejtimin gjatesor dhe drejtimin terthor te rrotes prej 2.00 m; Nje ngarkese te shperndare q_{1k} prej 9 kN/m^2 ne sensin e aksit te automjetit.
- Korsa e dyte e ngarkimit eshte e perbere nga nje ngarkese e zakonshme e veturave $Q_{1k} = 400 \text{ kN}$ secila me dy akse dhe me nga dy rrota, ne distancen 1.20 m ne drejtimin gjatesor dhe drejtimin terthor te rrotes prej 2.00 m; Nje ngarkese te shperndare q_{1k} prej 2.5 kN/m^2 ne sensin e aksit te automjetit.
- Korsa e trete e ngarkimit eshte e perbere nga nje ngarkese e zakonshme e veturave $Q_{1k} = 200 \text{ kN}$ secila me dy akse dhe me nga dy rrota, ne distancen 1.20 m ne drejtimin gjatesor dhe drejtimin terthor te rrotes prej 2.00 m; Nje ngarkese te shperndare q_{1k} prej 2.5 kN/m^2 ne sensin e aksit te automjetit.
- Pjesa e mbetur e karrexhates eshte e ngarkuar $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- Ne trotuar kemi ndikimin e nje ngarkese te shperndare $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$. Duhet te konsiderohet 50 % ne kombinimin e ngarkesave te levizshme.
- **Modeli lokal**

Per analizen lokale te urave, do t'i referohemi skemes se ngarkimit sipas Modelit 1, te treguar me siper, dhe skemes se ngarkimit sipas Modelit 2.

- Ngarkesa sipas Modelit 2 perbehet nga nje ngarkese per aks $\square_Q Q_{ak}$ me Q_{ak} te barabarte me 400 kN , vlere ne cilen perfshihet dhe amplifikimi dinamik. Ngarkesa do te aplikohet ne cdo pozicion te karrexhates. Gjithsesi kur eshte e nevojshme mund te aplikohet edhe vetem ngarkesa e nje rrote me vleren $200 \square_Q \text{ (kN)}$.



5.2.3 Ngarkesat e frenimit – q_3

Per urat e kategorise 1 forcat horizontale te frenim/nxitim llogaritet duke u bazuar ne formulen e meposhtme:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Si rrjedhim:

$$q_3 = 411.3 \text{ kN}$$

Braking/Acceleration force

5.2.4 Efektet e Temperatures

From EN 1991-1-5	T0	10
	Tmin	-15
	Tmax	45
	Te,min	-7
	Te,max	47
	dTN,con	17
	dTN,exp	37
Max for Bearing and Joints	dTN,con	37
movement calculation	dTN,exp	67
Top warmer than bottom	dTM,heat	15
Bottom warmer than top	dTM,cool	8
	ksur	1

Variacioni termik midis soletes dhe trareve

Variacioni termik midis soletes dhe trareve te paranderur supozohet te jete $\pm 10^{\circ}\text{C}$.

5.2.5 Efektet e erez – q5

- **Vlerat baze**

Vlera themelore e shpejtesise baze te erez, $V_{b,0}$, eshte shpejtesia karakteristike e erez ne 10 minuta, pa marre parasysh drejtimin e erez dhe kohe te vitit, ne 10 m mbi nivelin e tokes ne vend me terren te hapur me bimesi te ulet te tilla si bar dhe pengesa te izoluar me distanca te pakten 20 lartesi e pengesash.

SHENIMI 1 Ky terren i korrespondon terrenit kategoria II Tabela 4.1.

SHENIMI 2 Vlera themelore e shpejtesise baze te erez, $V_{b,0}$, mund te jepet ne Aneksin Kombetar.

Shpejtesia baze e erez duhet te llogaritet nga Formula:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

Ku:

V_b eshte shpejtesia baze e erez, e definuar si nje funksion e drejtimit te erez dhe periudhes se vitit ne 10 m mbi nivelin e terrenit te kategorise II

$V_{b,0}$ eshte vlera themelore e shpejtesise baze te erez

C_{dir} eshte faktori i drejtimit, shih Shenimin 2.

C_{season} eshte faktori i sezonit, shih Shenimin 3.

SHENIMI 1 Atje ku influencia e altitudes tek shpejtesia baze e erez V_b nuk perfshihet vleren bazike specifike $V_{b,0}$, Aneksi Kombetar mund te jape nje procedure se si mund te merret parasysh.

SHENIMI 2 Vlera e faktorit te drejtimit, C_{dir} , per drejtime te ndryshme te erez mund te gjendet ne Aneksin Kombetar. Vlera e rekomanduar eshte 1.0.

SHENIMI 3 Vlera e faktorit te sezonit, C_{season} , mund te jepet ne Aneksin Kombetar. Vlera e rekomanduar eshte 1.0.

- **Vlera mesatare e shpejtesise se erez**

- Variacioni ne lartesi

Shpejtesia mesatare e erez $v_m(z)$ ne lartesine z mbi terrenin varet nga vrazhdesia e terrenit dhe orografia dhe nga shpejtesia baze e erez V_b , dhe duhet te llogaritet duke perdorur Formulen:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

Ku:

$C_r(z)$ eshte faktori i vrazhdesise se terrenit, e dhene ne 4.3.2 of EN 1991-1-4

$C_o(z)$ eshte faktori i orografise, i marre 1,0 derisa nuk jepet ne 4.3.3

SHENIMI 1 Informacion mbi c_o mund te jepen ne Aneksin Kombetar. Nese orografia eshte llogaritur ne shpejtesine baze te erez, vlera e rekomanduar eshte 1.0.

SHENIMI 2 Grafike ose tabela projektimi per $v_m(z)$ mund te jepen ne Aneksin Kombetar.

Influenca e strukturave te aferta ne shpejtesine e erez duhet te merret parasysh.

▪ Vrazhdesia e terrenit

The roughness factor, $c_r(z)$, accounts for the variability of the mean wind velocity at the site of the structure due to:

Faktori i vrazhdesise, $c_r(z)$, llogarit ndhyshueshmerine e shpejtesise se eres ne vendit e struktures per shkak te:

- Lartesia mbi nivelin e terrenit

-vrazhdesine e terrenit te struktures ne te kundert te drejtimit te eres te konsideruar

SHENIM Procedura e percaktimit te $c_r(z)$ mund te jepet ne Aneksin Kombetar. Procedura e rekomanduar per te percaktuar faktorin e vrazhdesise ne lartesine z jepet nga Formula e meposhtme dhe bazohet ne nje shpejtesi logaritmike.

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{for } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r(z) &= c_r(z_{\min}) & \text{for } z \leq z_{\min} \end{aligned}$$

Ku:

z_0 eshte gjatesia e vrazhdesise

k_r faktori i terrenit i varur nga gjatesia vrazhdesise z_0 dhe llogaritet duke perdorur:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

Ku:

$z_{0,II}$ = 0,05 m (terreni kategoria II, Tabela 4.1)

$z_{\min}$ eshte lartesia minimale e definuar ne Tabela 4.1

$z_{\max}$ duhet te merret 200 m

$z_0, z_{\min}$ Varet nga kategoria e terrenit. Vlerat e rekomanduara jepen ne tabelen 4.1 te cilat varen nga pese kategori perfaqesuese terreni.

Table 4.1 — Terrain categories and terrain parameters

Terrain category		z_0 m	z_{min} m
0	Sea or coastal area exposed to the open sea	0,003	1
I	Lakes or flat and horizontal area with negligible vegetation and without obstacles	0,01	1
II	Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights	0,05	2
III	Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)	0,3	5
IV	Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m	1,0	10
NOTE: The terrain categories are illustrated in A.1.			

▪ Turbulenca e eres

Intensiteti i turbulences $I_v(z)$ ne lartesine z llogaritet si devijimi standart i turbulences i pjesetuar me shpejtesine mesatare te eres.

SHENIM 1 Komponenti turbulent i shpejtesise se eres ka nje vlere mesatare prej 0 dhe nje devijim standart σ_v . Devijimi standart i turbulences σ_v , percaktohet duke perdorur Formulen e meposhtme:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l$$

Per faktoren e terrenit k_r shih Formulen e meposhtme, per shpejtesine baze te eres v_b shih Formulen me e mesiperme dhe per faktoren e turbulences k_l shih SHENIM 2.

SHENIM 2 Rregullat e rekomanduara per percaktimin e $I_v(z)$ jepen ne formulen :

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{for} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{for} \quad z < z_{min}$$

Ku:

k_l Eshte faktori i turbulences. Vlera e k_l mund te jepet ne Aneksin Kombetar. Vlera e rekomanduar per k_l eshte 1,0.

C_0 eshte faktori i orografise i pershkruar ne 4.3.3 of EN 1991-1-4

z_0 eshte gjatesia e vrazhdesise, e dhene ne Tabelen 4.1

▪ Presioni i shpejtesise maksimale

Presioni i shpejtesise maksimale $q_p(z)$ ne lartesine z , e cila perfshin luhatjet mesatare dhe afatshkurtra te shpejtesise, duhet te percaktohet.

SHENIM 1 Aneksi Kombetar mund të japë rregulla për përcaktimin e $q_p(z)$. Rregulli i rekomanduar jepet në Formulen:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

Ku:

ρ është densiteti i ajrit, i cili varet nga altituda, temperatura dhe presioni barometrik i cili pritët në rajon gjatë stuhive të erës

$c_e(z)$ është faktori i ekspozimit i dhënë në formulën:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

q_b është presioni i shpejtesisë bazike e dhënë me formulën:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

▪ **Presioni i shpejtesisë maksimale për kantierin tone**

Nga harta për shpërndarjen e erës në Shqipëri kemi vlerat e $v_{b,0}$

Kantieri jone është pjesë e zonës së Beratit, në favor të sigurtë konsiderojmë $v_{b,0} = 40 \text{ m/s}$

$$v_b = 1 \cdot 1 \cdot 40 = 40 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$q_b = 1000 \text{ N/m}^2$$

$$k_r = 0,1698$$

$$I_v = 0,1716$$

$$c_r = 0,9895$$

$$v_m = 39,6$$

$$q_b = 2155 \text{ N/m}^2$$

$$q_b = 2,1549 \text{ kN/m}^2$$

▪ **Presioni i erës në drejtimin x (terthor) - Metoda e thjeshtuar**

Aty ku është vlerësuar që një procedurë reagimi dinamik nuk është e nevojshme, forca e erës në drejtimin X mund të përfitohet nga shprehja:

$$F_w = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{\text{ref},x}$$

Ku:

V_b është shpejtesia baze e erës (shiko 4.2(2) të EN1991-1-4)

C është faktori i ngarkesës së erës. $C = c_e \times c_{f,x}$, ku c_e është faktori i ekspozimit i dhënë në 4.5 dhe $c_{f,x}$ është dhënë 8.3.1(1) në EN1991-1-4. (Për urat e zakonshme $c_{f,x,0}$ mund të marrët i barabartë me 1.3)

$A_{\text{ref},x}$ është sipërfaqja referencë e dhënë nga 8.3.1 e EN1991-1-4

ρ është dendësia e ajrit

Vlera e rekomanduar e faktorit të ngarkesës së erës për $z_e < 20 \text{ m}$ dhe $b / d_{\text{tot}} = 3.57$ është $C = 3.98$ (me interpolim linear).

Zonat e references $A_{ref,x}$ per kombinimet e ngarkesave te trafikut duhet te bazohen ne vleren perkatese te d_{tot} . Per solete me parapete ose barriera sigurie solide ne te dy anet, thellesia totale qe do te perdoret per $A_{ref,x}$ eshte $d_{tot} = d_1 + 2d_2 = 3.75$ m. Zonat e references $A_{ref,x}$ per kombinimet e ngarkesave me ngarkesen e trafikut jane siç jane specifikuar me lart, me modifikimin e meposhtem. Ne vend te zonave te parapeteve ose barrieres se sigurise pershkruar me siper, duhet te merren parasysh kur jane me te medha: per urat e rrugëve, nje lartesi prej 2 m nga niveli i karrexhates, ne gjatesine me te pafavorshme, pavaresisht nga ngarkesat vertikale te trafikut. Kur trafiku rrugor konsiderohet te jete njekohesisht me eren, vlera e kombinimit $1/10 F_{wk}$ e veprimit te eres ne ure dhe ne automjete duhet te kufizohet ne nje vlere F_w^* percaktuar duke zevendesuar nje vlere $v_{b,0}^*$ per vleren themelore te shpejtesise baze $v_{b,0}$. Vlera e rekomanduar per $v_{b,0}^*$ eshte 37 m/s.

Lartesia e references, z_e , mund te merret si distanca nga niveli me i ulet i tokes deri tek qendra e mbistruktures se ures, duke shperfillur pjeset e tjera (p.sh. parapetet) te zonave referuese.

- Veprimi i eres ne drejtimin z (drejtimi upward- drejtimi downward)

Vlera e rekomanduar per koeficientin e forces $c_{f,z}$ eshte e barabarte me ± 0.9 . Kjo vlere merr parasysh ndikimin e pjerresise se mundshme terthore te mbistruktures, te pjerresise se terrenit dhe te luhatjeve te kendit te drejtimin te eres me mbistrukturen per shkak te turbulences. Zona referuese $A_{ref,z}$ eshte e barabarte me siperfaqen plane

$$A_{ref,z} = b L$$

Lartesia e references eshte e njejte me $c_{f,x}$. Nese nuk specifikohet ndryshe, jashtequndersia e forces ne x-drejtim mund te merret $e = b/4$.

- Veprimi i eres ne drejtimin y

Nese eshte e nevojshme, duhet te merren parasysh forcat gjatesore te eres ne drejtim te y-se. Vlera e rekomanduar per ura me siperfaqe te rrafsheta eshte 25% e forcave te eres ne x-drejtim.

5.2.6 Ngarkesat sizmike (q_6)

Veprimi sizmik eshte llogaritur ne fushen elastike ($q=1$). Per me shume detaje ne llogaritjen e parametrave dhe vlerave te spektrit elastik te reagimit te perdorur, reference eshte paragrafi 5.1.

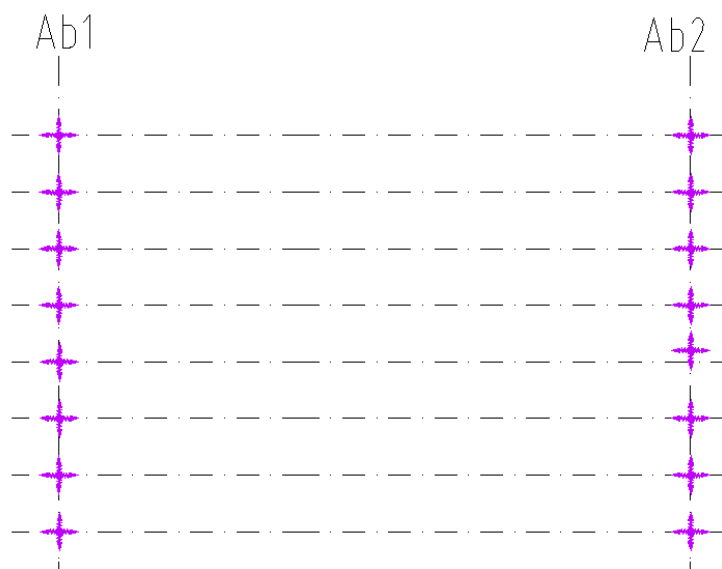
6 IZOLIMI SIZMIK

6.1 Izolimi ne drejtimin gjatesor dhe terthor

Per te dy drejtimet pajisjet elastomerike te izolimit jane te vendosura ne secilen nga mbeshtetjet e trareve.

Ngurtesia e perdorur ne llogaritjen per pajisjen individuale eshte $k = 0.51 \text{ kN/mm}$ dhe raporti i shuarjes viskoze eshte $\xi = 15\%$.

Duke ndjekur udhezimet e Eurokodit 8, per te marre parasysht shuarjen e energjise te shkaktuar nga sistemi shuares, spektri i llogaritur me vleren njesi te parametrut $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$, reduktohet per periodat $T > 0.8T_{is}$, ku T_{is} eshte perioda ekuivalente e struktures se izoluar; per pajisjet aktuale kemi:



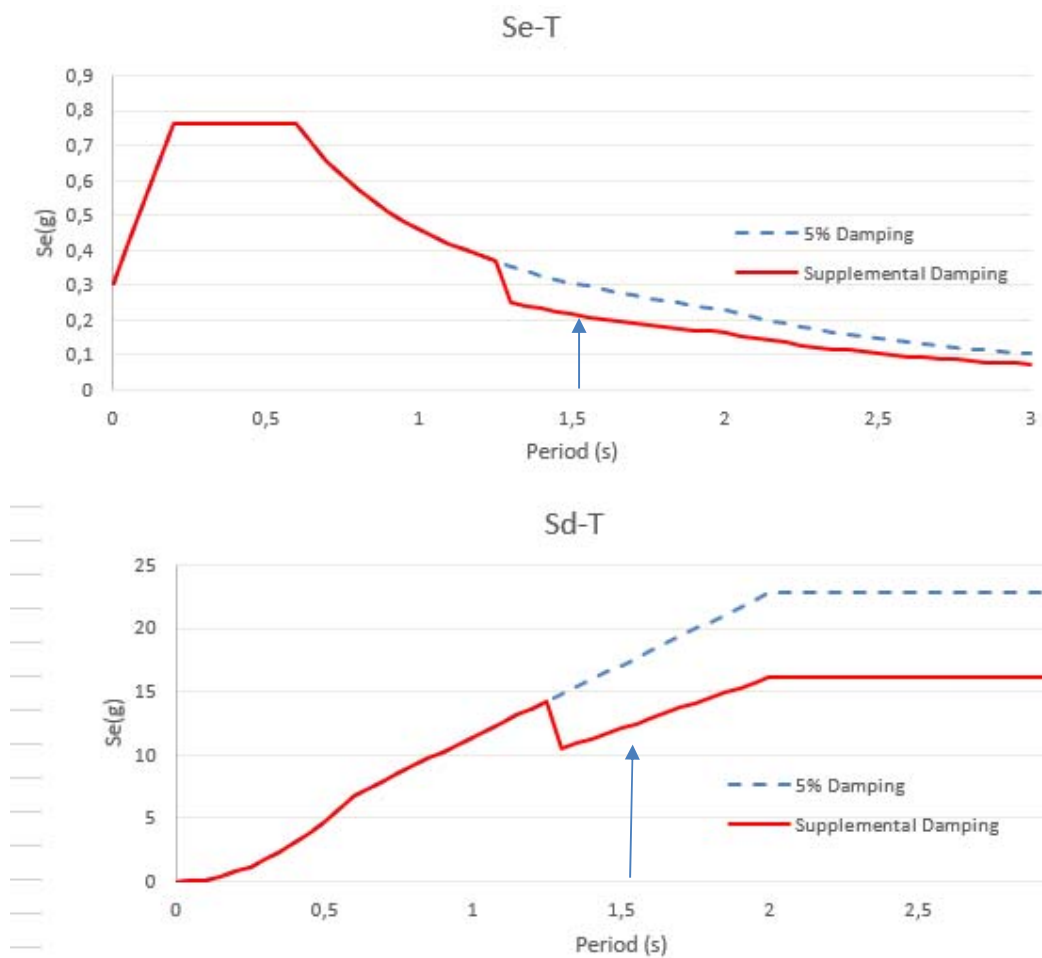


Figura 6 – Spektri i modifikuar i projektuar

7 KOMBINIMI I NGARKESAVE

Sipas EN1990, percaktohen vlerat karakteristike te ngarkesave, faktori i pjesshem i sigurise dhe koeficienti per veprimet aksidentale lidhur me kombinime te ndryshme:

Carriageway						Footways and cycle tracks
Vertical loads				Horizontal loads		Vertical loads only
Group of loads	Main load model	Special vehicles	Crowd loading	Braking force	Centrifugal force	Uniformly distributed
1	Characteristic values					Combination value
2	Frequent values			Characteristic values	Characteristic values	
3						Characteristic values
4			Characteristic values			Characteristic values
5	see Annex A of EN1991-2	Characteristic values				

Tabela 2 – Vlerat karakteristike te ngarkesave multikomponente per ngarkesat e trafikut ne ura rrugore

		EN 1990 Equ ^a	Permanent actions, G_k		Accidental action	Leading variable action, $Q_{k,1}$		Accompanying variable actions, $Q_{k,j}$ ($j > 1$)	
			$\gamma^{(1)}$	$\gamma^{(2)}$		$\gamma^{(1)}$	$\psi^{(2)}$	$\gamma^{(1)}$	$\psi^{(2)}$
Ultimate limit states	Persistent or transient design situations	6.10	γ_G	γ_P	n/a	γ_Q	1.0	γ_Q	ψ_Q
	Accidental design situations	6.11	1.0	1.0	A_d	1.0	ψ_1 or $\psi_2^{(4)}$	1.0	ψ_2
	Seismic design situations	6.12	1.0	1.0	A_{Ed}	1.0	ψ_2	1.0	ψ_2
Serviceability limit states ⁽⁵⁾	Characteristic combination	6.14	1.0	1.0	n/a	1.0	1.0	1.0	ψ_Q
	Frequent combination	6.15	1.0	1.0	n/a	1.0	ψ_1	1.0	ψ_2
	Quasi-permanent combination ⁽⁵⁾	6.16	1.0	1.0	n/a	1.0	ψ_2	1.0	ψ_2

Tabela 3 – Koeficientet e sigurise per kombinimin ULS

Action	Symbol	ψ_0	ψ_{1inf}	ψ_1	ψ_2
Traffic loads (see table 6)	gr1a (LM1) Tandem System	0.75	0.80	0.75	0
	UDL	0.40	0.80	0.40	0
	gr1b (single axle)	0	0.80	0.75	0
	gr2 (Horizontal Forces)	0	0	0	0
	gr3 (Pedestrian loads)	0	0.80	0	0
	gr4 (LM4 – Crowd loading))	0	0.80	0.75	0
	gr5 (LM3 – Special vehicles))	0	1.0	0	0

Tabela 4 – Koeficientet per ngarkesat e perkohshme

7.1 Kombinimet themelore te ngarkesave

Kombinimet e ngarkeses qe do te konsiderohen per verifikimet e ures ne ULS (Gjendja Kufitare e Fundit) dhe SLS (Gjendja Kufitare e Shfrytezimit) te shqyrtuara per rastin ne studim jane permblodhur si ne vijim.

7.1.1 Kombinimet themelore te ngarkesave

Kombinimet themelore te ngarkeses qe do te merren parasysh per verifikimet (STR) ULS strukturore te percaktuara sipas §4.2 dhe tabelës A.2.4(B) te EN1990, duke zbatuar ekuacionin (6.10) te EN1990 jane sintetizuar me poshte,

$$\sum_{j \geq 1} (1,35 G_{kj, sup} \text{ or } 1,00 G_{kj, inf}) + (1,00 \text{ or } 0) \times S + \left\{ \begin{array}{l} \text{Leading action, } \mathbf{gr1a} \\ \text{accompanying} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 \times (TS + UDL + q_{fk}^*) + 1,5 \times \left\{ \begin{array}{l} \min(0,6 F_{Wk}, F_w^*) \\ \text{or } 0,6 T_k \end{array} \right. \\ 1,35 \text{ gr1b} \\ 1,35 \text{ gr2} + 1,5 \times 0,6 T_k \\ 1,35 (\text{gr3 or gr4}) + 1,5 \times 0,6 T_k \\ 1,35 \text{ gr5} \\ 1,5 T_k + 1,35 \times (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{fk}^*) \\ 1,5 F_{Wk} \\ 1,5 Q_{Sn, k} \end{array} \right.$$

$\psi_0 \mathbf{gr1a}$

ku S perfaqeson uljet, TS dhe UDL perfaqeson ngarkesen e kontrollit dhe ngarkesen e shperndare ne menyre uniforme te $LM1$, respektivisht, q_{fk}^* vleren e kombinimit te ngarkeses se turmes, $Q_{Sn, k}$ ngarkesen e bores, $F_{W, k}$ forcen e eres, F_w^* kufiri i siperm i forces se eres ne perputhje me trafikun normal, dhe T_k veprimi termik. Eshte e rendesishme te kujtojmë se faktori i pjesshem ψ_Q per efektet e pafavorshme te veprimeve te trafikut ne ura rrugore eshte 1.35.

7.1.2 Kombinimi karakteristik, frekuent dhe kuazi-permanent i ngarkesave te trafikut

Me te njejtin kuptim te simboleve, kombinimet e ngarkesave qe do te merren parasysh per verifikimet SLS mund te shkruhen lehte. Pra kombinimi karakteristik i ngarkesave behet

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj, \text{sup}} \text{ or } G_{kj, \text{inf}}) "+" (1,00 \text{ or } 0) \times S "+" \left\{ \begin{array}{l} \text{Leading action, } \mathbf{gr1a} \\ \text{accompanying} \\ (TS + UDL + q_{fk}^*) + \left\{ \begin{array}{l} \min(0,6 F_{Wk}, F_w^*) \\ \text{or } 0,6 T_k \end{array} \right\} \\ \mathbf{gr1b} \\ \mathbf{gr2} + 0,6 T_k \\ (\mathbf{gr3} \text{ or } \mathbf{gr4}) + 0,6 T_k \\ \mathbf{gr5} \\ T_k + (0,75TS + 0,4UDL + 0,4q_{fk}^*) \\ F_{Wk} \\ Q_{Sn,k} \end{array} \right\}$$

$\psi_0 \mathbf{gr1a}$

Kombinimi frekuent i ngarkesave behet

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj, \text{sup}} \text{ or } G_{kj, \text{inf}}) "+" (1,00 \text{ or } 0) \times S "+" \left\{ \begin{array}{l} \text{Leading action, } \psi_1 \mathbf{gr1a} \\ \text{accompanying} \\ (0,75TS + 0,4UDL) + 0,5 T_k \\ 0,75 \mathbf{gr1b} \\ 0,4 \mathbf{gr3} + 0,5 T_k \\ 0,75 \mathbf{gr4} + 0,5 T_k \\ 0,2 F_{Wk} \\ 0,6 T_k \end{array} \right\}$$

Dhe kombinimi unik kuazi-permanent eshte

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj, \text{sup}} \text{ or } G_{kj, \text{inf}}) "+" (1,00 \text{ or } 0) \times S "+" 0,5 T_k$$

Leading action (no accompanying)

Shqyrtohen 3 drejtime kryesore te veprimit sizmik (Ex, Ey, Ez) ne kombinimet qe marrin parasysh veprimin sizmik:

$$A_{Ex} "+" 0,30 A_{Ey} "+" 0,30 A_{Ez}$$

8 MBISTRUKTURA

8.1 Konsiderime te pergjithshme

Mbistruktura perbehet nga 8 trare betoni te paranderur ne forme “T”, te lidhura ne drejtimin terthor ne mbeshtetje nga traret terthor dhe soleta beton arme. Traret jane me lartesi 0.95 m dhe te vendosur ne distance aksiale 1.6 m.

8.2 Projektimi i traut

8.2.1 Seksioni i traut

Traret kryesore jane beton arme te paranderur ne forme T-je



Figura 7 – Plani i traut

Seksioni ne hapesire

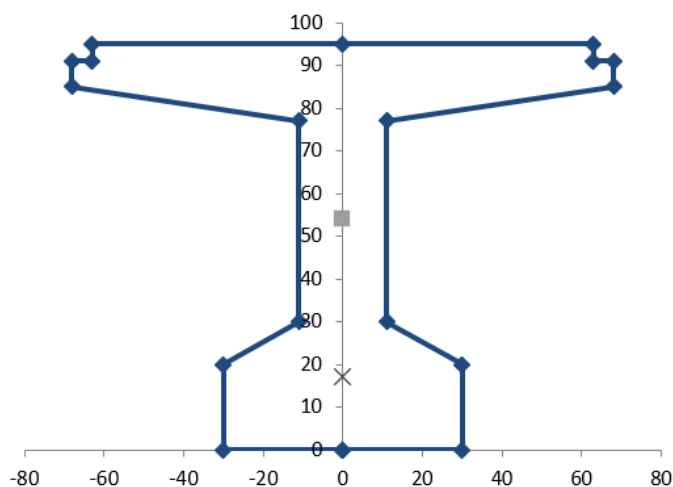


Figura 8 – Seksioni terthor ne hapesire i traut

A_{cls}	4596 cm ²	Area della sezione in calcestruzzo
$S_{x,cls}$	247732 cm ³	Momento statico della trave rispetto all'asse x
I_{x0}	18483481 cm ⁴	Momento d'inerzia dell trave rispetto all'asse x
Y_{G1}	53,90 cm	Ordinata baricentro solo calcestruzzo
I_{xG1}	5130280 cm ⁴	Momento d'inerzia dell trave rispetto al proprio baricentro

Seksioni ne mbeshtetje

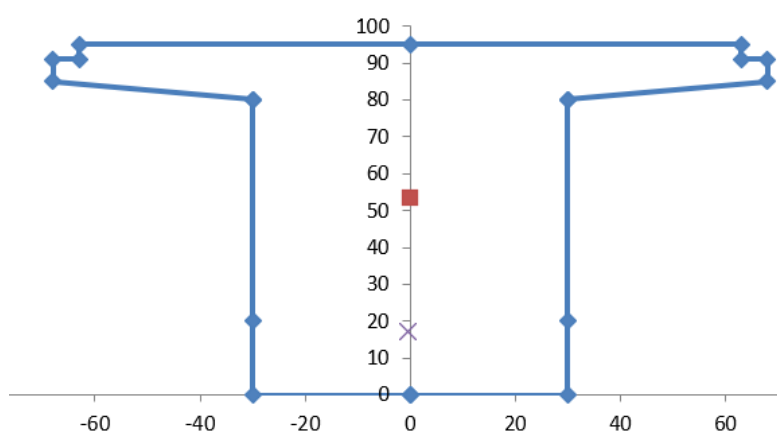


Figura 9 – Seksioni terthor ne mbeshtetje i traut

A_{cls}	6610 cm ²	Area della sezione in calcestruzzo
$S_{x,cls}$	351263 cm ³	Momento statico della trave rispetto all'asse x
I_{x0}	24283528 cm ⁴	Momento d'inerzia dell trave rispetto all'asse x
Y_{G1}	53,14 cm	Ordinata baricentro solo calcestruzzo
I_{xG1}	5616973 cm ⁴	Momento d'inerzia dell trave rispetto al proprio baricentro

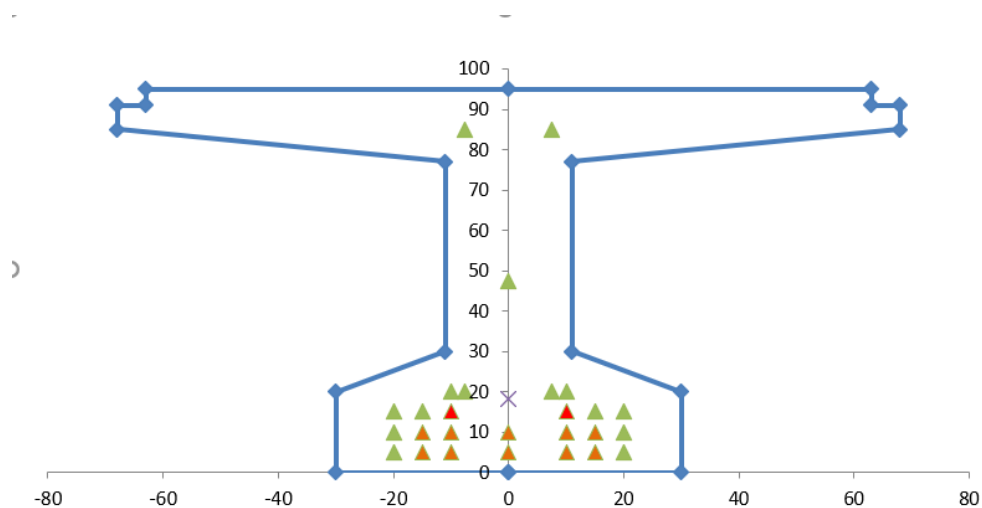
I. Parandëria

Ne total jane 27 kavo

▲ 12 kavo me 2.00m tub

▲ 2kavo me 4.5m tub

▲ Kavo aktive ne te gjithe gjatesine e traut



Kavo	x_g	y_g
	cm	cm
1	0	5
2	10	5
3	-10	5
4	15	5
5	-15	5
6	20	5
7	-20	5
8	0	10
9	10	10
10	-10	10
11	15	10
12	-15	10
13	20	10
14	-20	10
15	10	15
16	-10	15

Kavo	x_g	y_g
	cm	cm
17	15	15
18	-15	15
19	20	15
20	-20	15
21	-7,5	20
22	-7,5	20
23	-10	20
24	10	20
25	7,5	85
26	-7,5	85
27	0	47,5

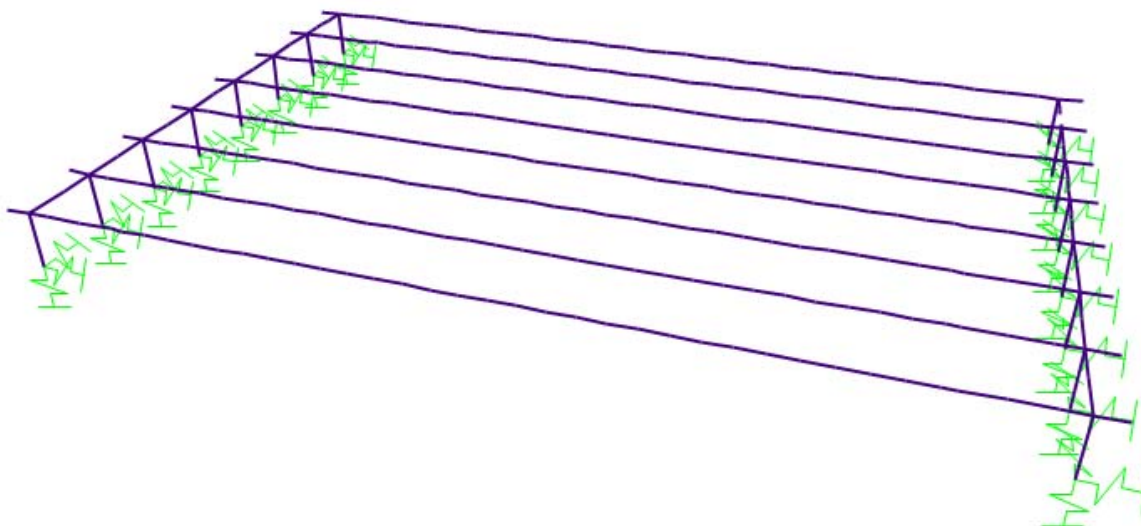
8.2.2 Metodatat e llogaritjes

Llogaritja behet me 3 faza:

-Ne nje faze te pare konsiderohen efektet e parnderjes, peshes vetjake, fenomeneve si tkurrja, deformkoha dhe peshes per shkak te solete. Seksioni rezistues eshte vetem trau.

-Ne fazen e dyte dhe te trete konsiderohen ngarkesat e perkohshme, fenomenet ne varesi te kohes dhe ngarkesat e trafikut. Seksioni rezistues eshte trau+soleten.

Konsiderohen 2 korsi te ngarkuara dhe ngarkesa e turmes, te shperndara ne menyre te tiille qe te marrim forcat e brendshme maksimale ne strukture. Per te marre forcat e brendshme nga pesha vetjake, ngarkesat e trafikut eshte bere nje model me element te fundem ne Sap2000. Traret jane element frame, soleta eshte element shell



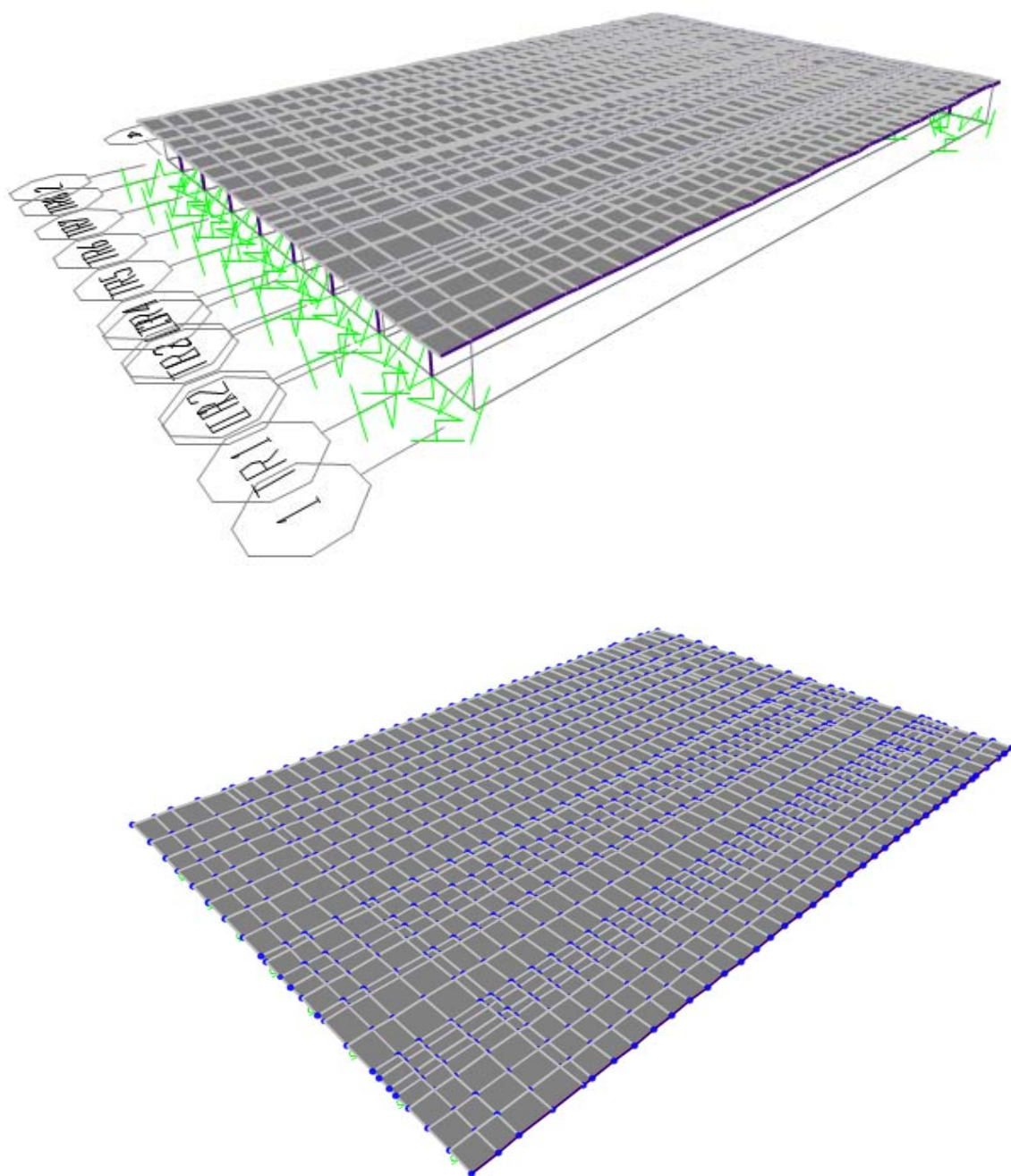


Figura 10 – Modeli llogarites

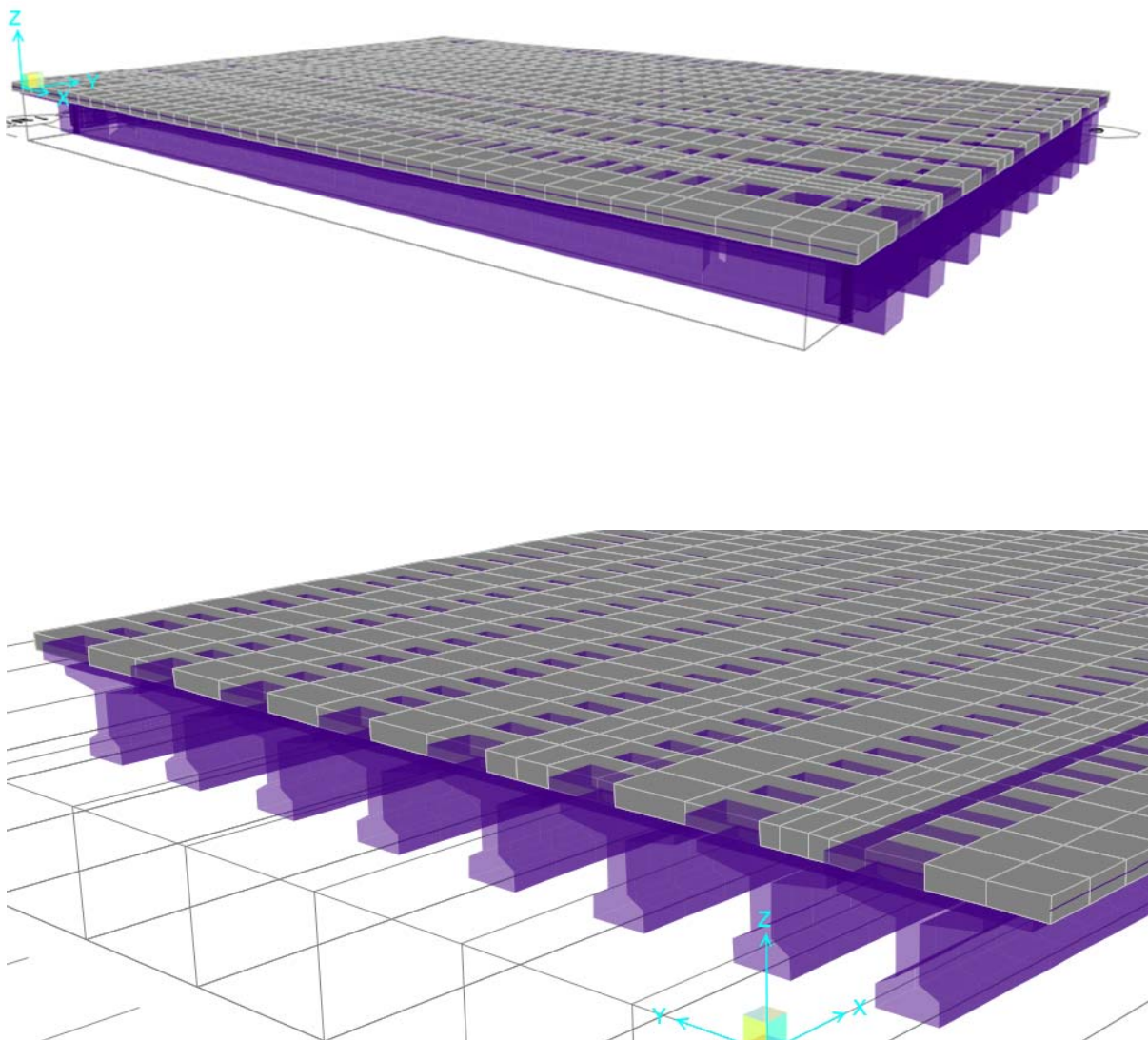


Figura 11 – Pamje 3D e modelit

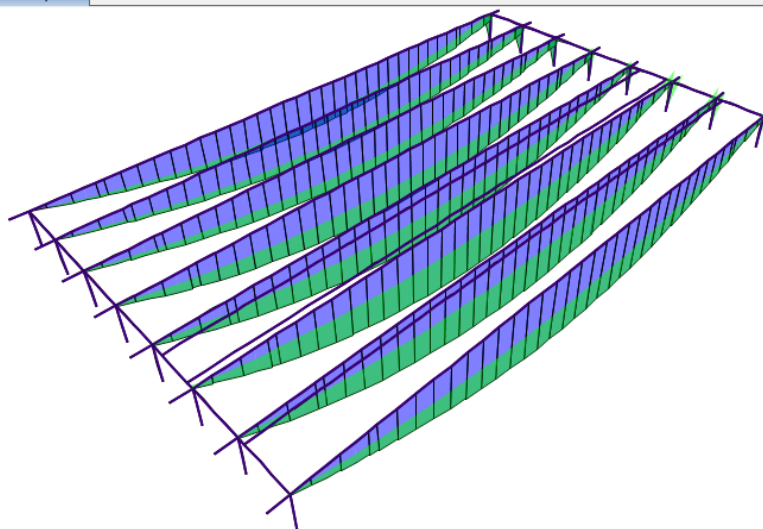
8.3 Rezultatet e analizave

8.3.1 ULS - diagramat e forcave: traret gjatesor

Ne figurat ne vijim do te tregohen epjurat e forcave maksimale qe veprojne ne traret e ures: per kombinimin ULS.

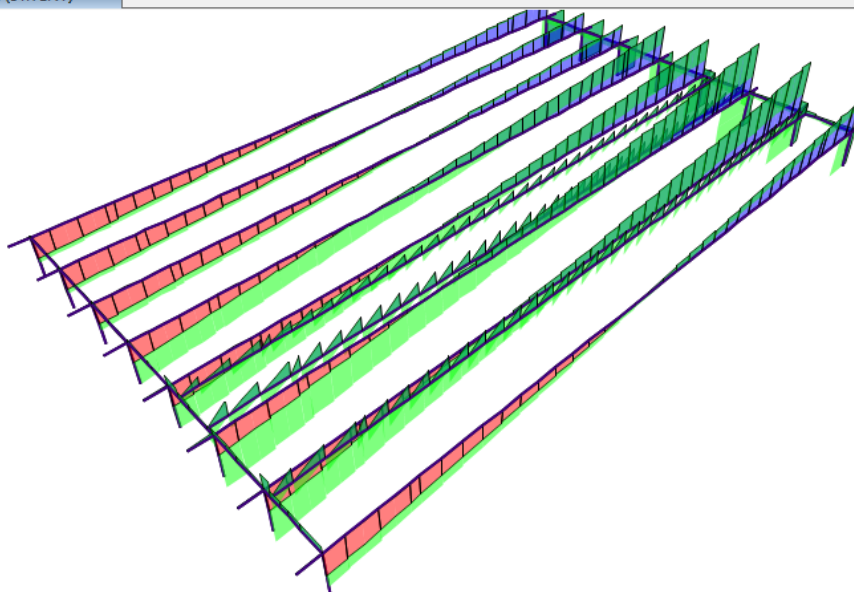
- Momenti perkules:

Moment 3-3 Diagram (STR ENV)



- Prerje:

Shear Force 2-2 Diagram (STR ENV)

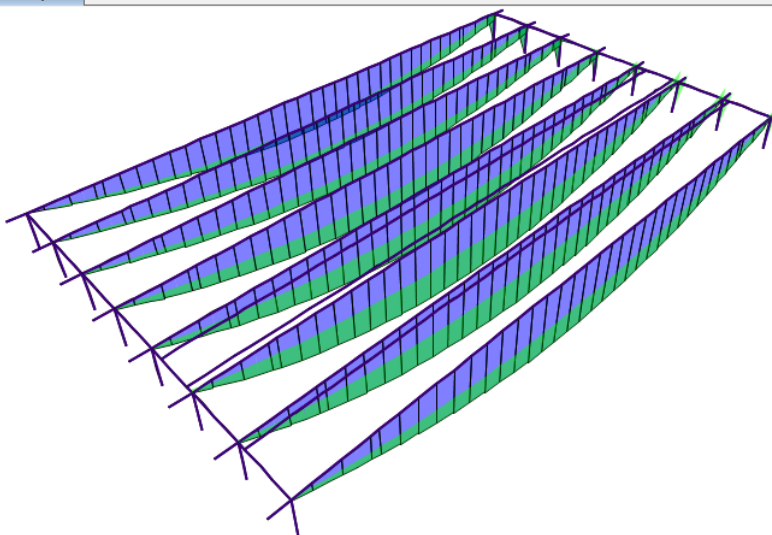


8.3.2 SLS - kombinimi i rralle - diagramat e forcave: traret gjatesor

Ne figurat ne vijim do te tregohen epjurat e forcave maksimale qe veprojne ne traret e ures: per kombinimin SLS-kombinimi i rralle.

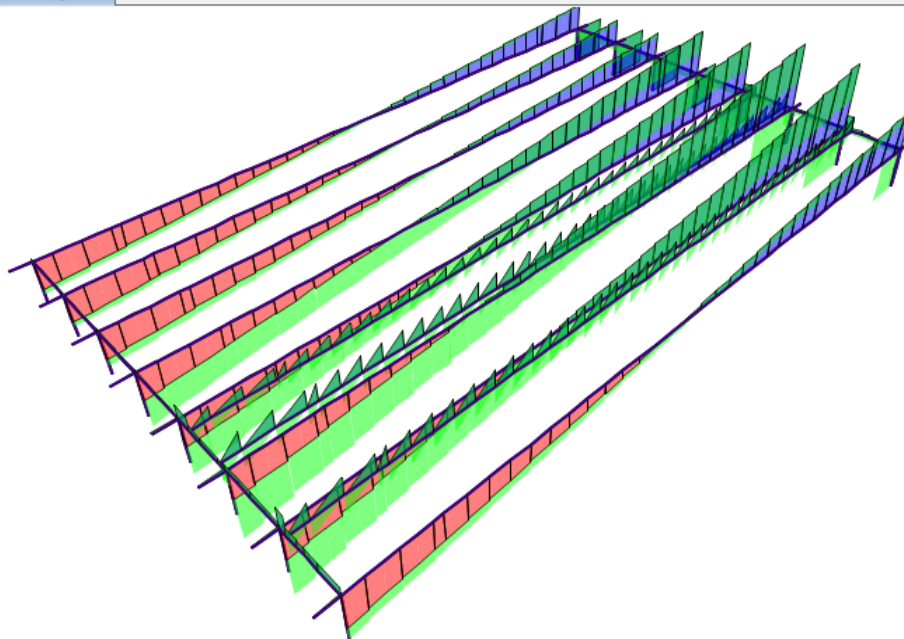
- **Momenti perkules:**

Moment 3-3 Diagram (ENV SLE)



- **Prerje:**

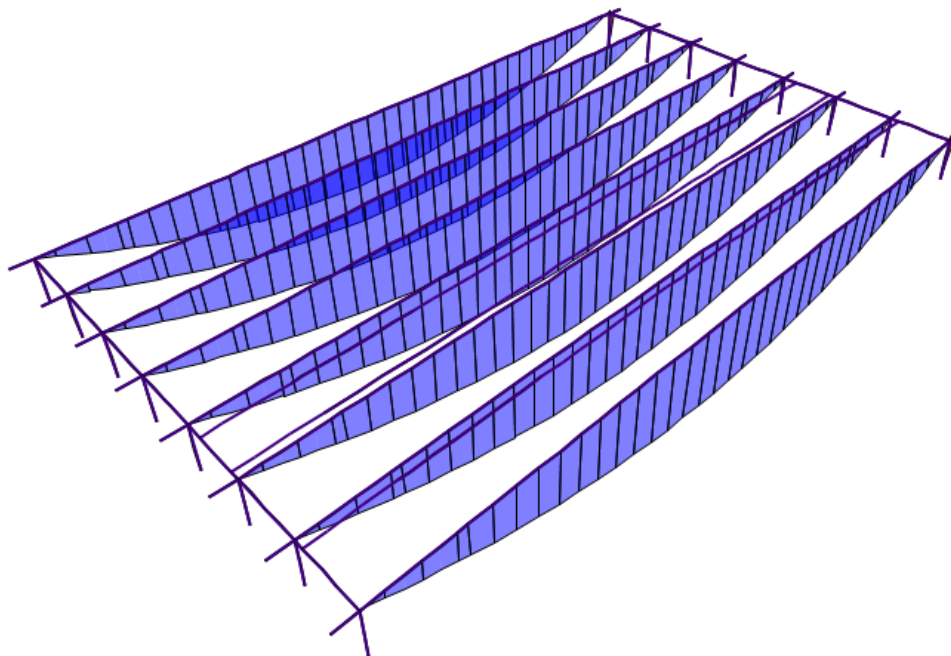
Shear Force 2-2 Diagram (ENV SLE)



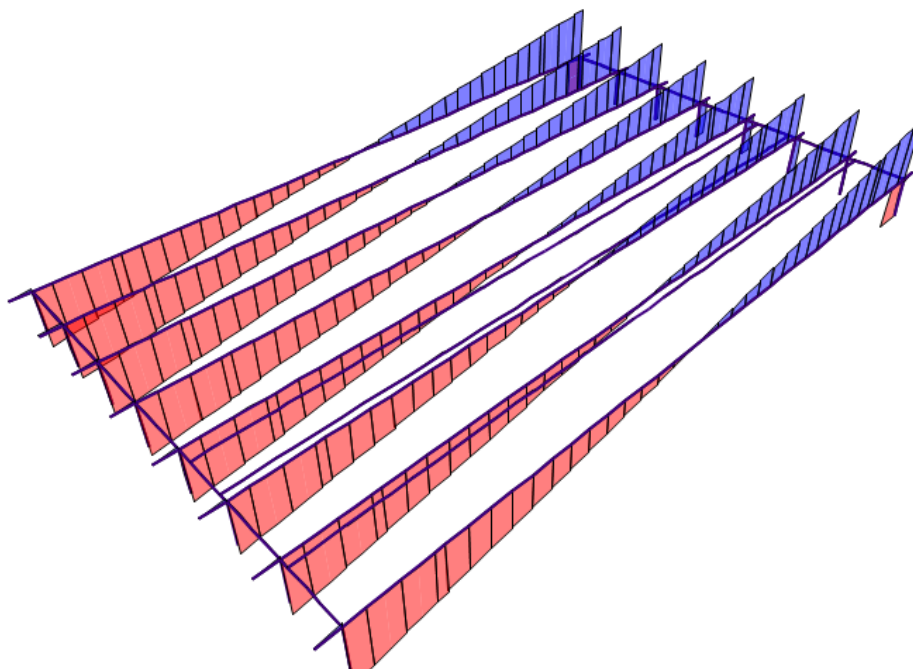
8.3.3 SLS- Kuazi Permanent - diagramat e forcave: traret gjatesor

Ne figurat ne vijim do te tregohen epjurat e forcave maksimale qe veprojne ne traret e ures: per kombinimin SLS-kombinimi thuajse i perhershem.

- **Momenti perkules:**



- **Prerje:**



8.4 SLS: verifikimi i sforcimeve ne beton dhe armature

Sipas EN2-1-1 sforcimet e lejuar ne beton dhe ne armaturen e paranderur ne fazen fillestare dhe ate te sherbimit do te jene:

Betoni

Ne fazen fillestare te terheqjes se kavos sforcimet ne beton nuk duhet te kalojne vleren

$$\sigma_c < 0,70 f_{ckj},$$

Ne gjendjen e sherbimit nuk duhet te kalojne vlerat:

$$\sigma_{c,c} = 0.60 f_{ck} \quad \text{tensione limite a compressione}$$

$$\sigma_{c,t} = 0.35 f_{ck} \quad \text{tensione limite a trazione}$$

Kavot*Tensioni iniziali*

$$\sigma_{spi} = 0.8 f_{ptk} \quad \text{tensione limite nell'acciaio all'atto della precompressione}$$

Tensioni in esercizio

$$\sigma_{sp} = 0.8 f_{p(l)k} \quad \text{tensione limite nell'acciaio in esercizio}$$

Calcestruzzo traviTipo di calcestruzzo

C45/55

R_{ck}	55,00 N/mm ²
f_{ck}	45,65 N/mm ²
f_{cm}	53,65 N/mm ²
f_{ctm}	-3,83 N/mm ²
E_{cm}	36416,11 N/mm ²

Calcestruzzo traviTipo di calcestruzzo

C45/55

R_{ck}	55,00 N/mm ²
f_{ck}	45,65 N/mm ²
f_{cm}	53,65 N/mm ²
f_{ctm}	-3,83 N/mm ²
E_{cm}	36416,11 N/mm ²

Caratteristiche cls al trasferimento della precompressione

t	14 giorni
$f_{cm}(t)$	49,38 N/mm ²
$f_{ck}(t)$	41,38 N/mm ²
R_{cki}	49,86 N/mm ²
0.7 $f_{ck}(t)$	28,97 N/mm ²
0.6 $f_{ck}(t)$	27,39 N/mm ²
$f_{ctm}(t)$	-3,53 N/mm ²
k	1,00 N/mm ²
$f_{ctm}(t) \cdot k$	-3,53 N/mm ²

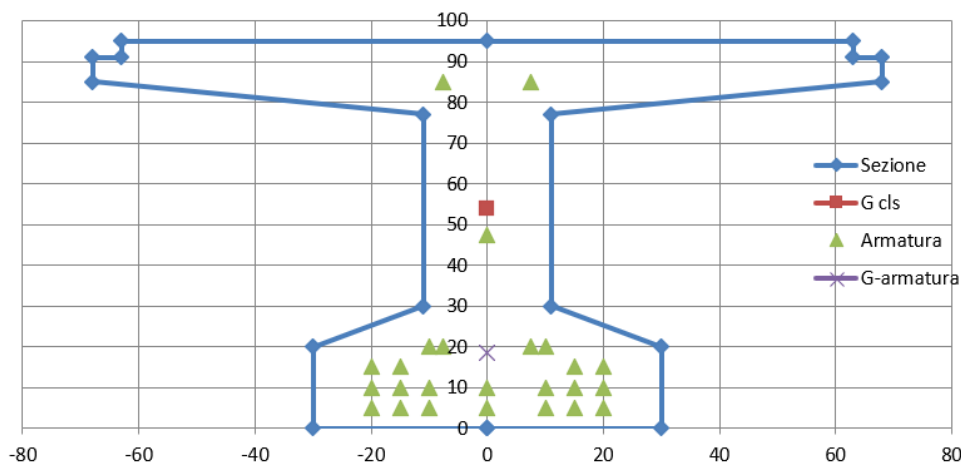
8.4.1 Trau me i ngarkuar**Predimensionamento**

σ_{pi}	1400,00 N/mm ²
N_{p0}	5254,20 kN
Diametro nominale	0.6"
A_{nom}	139,00 mm ²

Riassunto caratteristiche sezione omogeneizzata

coefficiente di omogeneizzazione n	5,4 (acciaio e cls)
A_{cls}	4596,00 cm ²
$A_{resTref}$	1,39 cm ²
numero di trefoli scelto n^o	27
A_{tr}	37,53 cm ²
A^*	4759,43 cm ²
H_{sez}	95,00 cm

Seksioni ne hapësire



Fase 0			
Tensioni	Mpa		Verificata
Tensione nel cls Lembo superiore	0,78	Compressione	Verificata
Tensione nel cls Lembo inferiore	21,59	Compressione	Verificata
Tensione nel cls Livello del cavo	17,82	Compressione	Verificata

Fase 1			
Tensioni	Mpa		Verifica
Tensione nel cls Lembo superiore	3,79	Compressione	Verificata
Tensione nel cls Lembo inferiore	15,15	Compressione	Verificata
Tensione nel cls Livello del cavo	13,09	Compressione	Verificata

Fase 2			
Tensioni	Mpa		Verifica
Tensione nel cls Lembo superiore trave	6,47	Compressione	Verificata
Tensione nel cls Lembo inferiore trave	10,68	Compressione	Verificata
Tensione nel cls Livello del cavo	9,87	Compressione	Verificata

Fase Finale			
Tensioni	Mpa		Verifica
Tensione nel cls Lembo superiore trave	8,48	Compressione	Verificata
Tensione nel cls Lembo inferiore trave	4,12	Compressione	Verificata
Tensione nel cls Livello del cavo	4,96	Compressione	Verificata
Tensione nel cls Livello del cavo	1309,87		

9 MBESHTETJET DHE FUGAT E ZGJERIMIT

9.1 Mbeshtetjet Pajisjet e mbeshtetjeve dhe spostimet horizontale

Me qellim uljen e kerkeses sizmike imponuar strukturave mbajtese nga veprimi sizmik eshte adoptuar instalimi i çernierave antisizmike qe ne rastin e termeteve te forte ndryshojne reagimin e struktures. Ne rastin tone eshte adoptuar perdorimi i elastomerit

SI-S 450/126 me shuarje 15% dhe kapacitet zhvendosje horizontale 250mm dhe shtangesi horizontale 0.51kN/mm.

Selected(SI-S 450/126)

V	530
Fzd	2890
Ke	0,51
Dc(mm)	450

Verifikimi i izolatorit sizmik ka si qellim garantimin e qendrimit ne kampin elastik pergjate situates sizmike te “termetit te projektimit” dhe nga ana tjeter te perballoje zhvendosjet e imponuara prej “termetit maksimal te mundshem”.

Spostimi maksimal ne rastin tone 21.2cm

9.2 Fugat e zgjerimit

Fugat e zgjerimit dhe bashkueset (xhuntot) janë projektuar për të përballuar pa dëmtime, një zhvendosje që përcaktohet si më poshtë:

$$d_{Ed,j} = \max(0.4 d_E + 0.5 d_T ; d_G + d_T)$$

ku:

d_E	spostimet në ULS sizmike
d_G	spostimet në SLS
d_T	spostimet nga □T

Movement Joint (Deck-Abutment)

Seismic	5,021474
dg	1,65
dt expansion	0,371688
dt contraction	0,20425
d,expansion	7,043162
d,contraction	-3,57572
Tranversly	5,021474

Në këtë rast do të përzgjidhet një bashkuese (xhunto) me zhvendosje gjatesore +/-80 mm (e tipit Algaflex TX160):

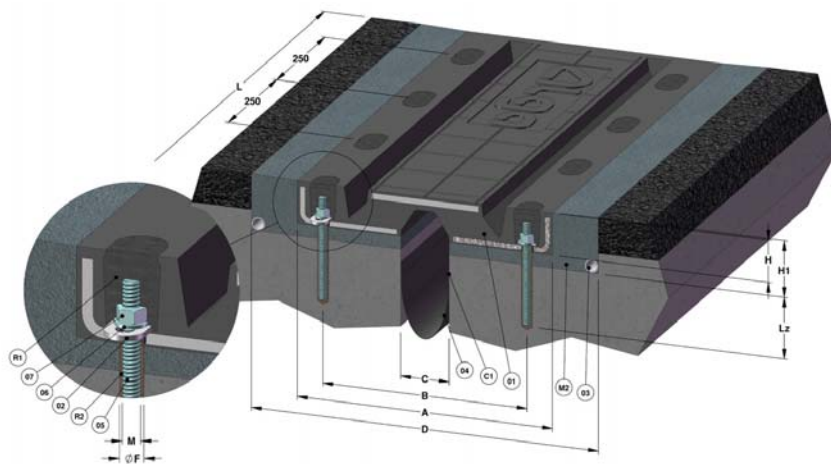


TABELLA DIMENSIONI / TABLE OF DIMENSIONS													
Giunto / Joint	Escursione longitudinale Longitudinal movement	Escursione trasversale Transversal movement	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	L (mm)	Lz (mm)	H (mm)	H1 (mm)	M	Øf (mm)	Peso Weight (Kg/m)
TX55	±27,5	±27,5	270	220	50	450	2000	140	32	60	M12x190	14	20
TX80	±40	±40	275	220	50	450	2000	140	42	70	M12x190	14	26
TX100	±50	±50	355	280	60	520	2000	145	46	70	M14x200	16	33
TX120	±60	±60	390	300	70	560	2000	140	53	75	M16x200	18	39
TX160	±80	±80	470	370	90	640	2000	130	78	100	M16x200	18	83
TX180	±90	±90	500	400	100	670	2000	130	82	105	M16x200	18	91

Clearance Deck-Abutment

de	18,83053	-18,8305
dg	1,65	-1,65
dt	0,743375	-0,4085
Clearnace Length	17,55222	-20,6848

10 NENSTRUKTURA

10.1 Shpatullat

Në këtë paragraf jepet verifikimi strukturor i ballnave të Ures. Ballnat kanë lartësi të murit ballor 3.00m.

Llogaritjet janë kryer me programin SAP200, në të cilin është modeluar gjeometria e shpatulles dhe pilotat, si dhe janë aplikuar ngarkesat e përhershme dhe aksidentale që shkaktohen nga mbistruktura. Është zgjedhur të përdoret një modelim i plotë i gjeometrisë së shpatulles për të marrë parasysh shtangesinë e çdo elementi strukturor, dhe transferimi i forcave të jete sa më pranë gjendjes reale.

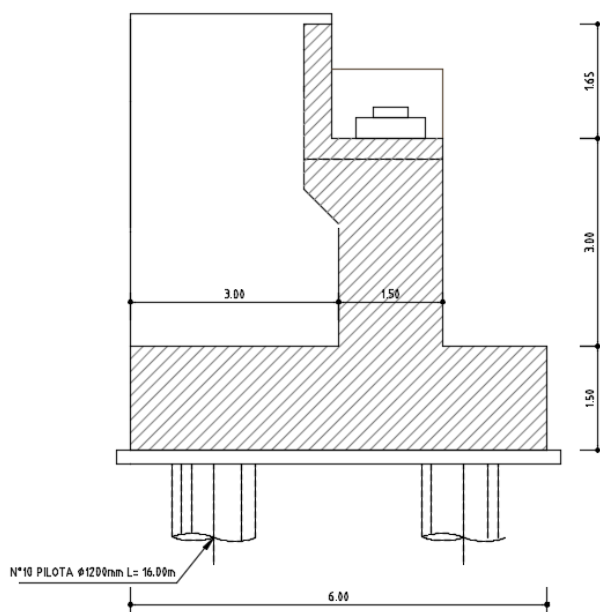


Figura _Prerje terthore të shpatullave

Shpatullat janë bërë prej betoni të armuar C30 / 37 të zakonshëm të derdhura në vend. Në secilën shpatull vendosen pajisje elastomerike mbajtëse. Shpatulla është modeluar në Sap2000 si element shell.

Muri ballor – element shell me trashësi 1.5m

Muri përmbysës ballor – element shell me trashësi 0.4m

Muri anesor – element shell me trashësi 0.5m

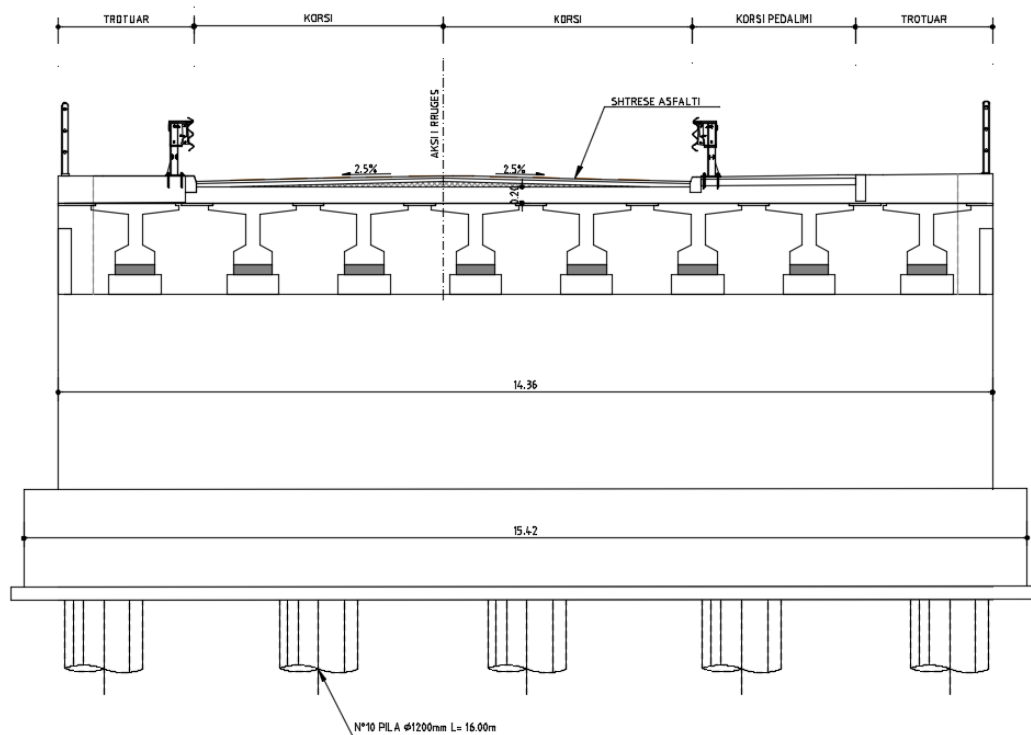


Figura 12 – Seksioni gjatesor i shpatulles

10.1.1 Kombinimi i ngarkesave

Kombinimi i konsideruar i ngarkesave me qëllim verifikimet strukturore janë ndërmarrë me qëllim garantimin e sigurisë strukturore në përputhje me kërkesat e paragrafit 6.4.3.2 të EN 1990, Seksioni 6.

Gjendjet kufitare për struktura si urat janë të lidhura me zhvillimin e mekanizmave të shkatërrimit, të cilët përcaktohen nga mobilizimi i rezistencës së dheut dhe kur mbërrihet rezistenca kufitare e elementëve që përbëjnë strukturën.

Verifikimet strukturore për gjendjet e fundit kufitare duhet të ndërmerren duke iu referuar gjendjeve të mëposhtme kufitare:

- ULS gjeoteknik (GEO)
 - ose ngarkesa kufitare për bashkëveprimin themel-truall;
- ULS struktural (STR)
 - ose mbërritja e rezistencës së elementëve strukturore.

Verifikimet strukturore për ballnën mund të bëhen duke u bazuar tek Qasja 1, sipas EN 1990 duke aplikuar vlera të ndryshme llogaritëse sipas tabelave A2.4(C) dhe A2.4(B) tek Aneksi A, për parametrat gjeoteknike dhe gjithashtu për veprimet mbi/nga struktura dhe kombinimet e dhena tek EN 1997: Pjesa 1, paragrafi 2.4.7.3.4.2;

Kombinimi 1 $\rightarrow (A1+M1+R1) \rightarrow$ STR projektimi i elementëve strukturore

Kombinimi 2 $\rightarrow (A2+M2+R2) \rightarrow$ GEO rezistenca e truallit (aftësia mbajtëse)

Për Gjendjen e Fundit Kufitare përcaktohen kombinimet e mëposhtme:

$$\text{STR)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k')$$

$$\text{GEO)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{shtytje } \Phi_d = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

Për Gjendjen Kufitare të Shërbimit janë përcaktuar kombinimet e mëposhtme:

$$\text{Karakteristik} \Rightarrow G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Frekvente} \Rightarrow G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Thuajse i përhershëm} \Rightarrow G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Për Gjendjen e Fundit Kufitare Sizmike janë përcaktuar kombinimet e mëposhtme:

$$\text{STR)} \Rightarrow E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k')$$

$$\text{GEO)} \Rightarrow E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{earth press. } \Phi_d = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

Efektet e veprimit sizmik do të vlerësohen duke marrë në konsideratë masat e lidhura me forcat e mëposhtme gravitacionale:

$$G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Vlerat e koeficientit ψ_{2i} jepen në tabelën A1.1 të EN 1990 për rastin e urave pa trafik të rënduar për ngarkesat Tandem merret vlera e $\psi_{2i} = 0$.

Të gjithë vlerat e nevojshme projektuese për veprimet për gjendjet e fundit kufitare të konsideruara paraqiten në tabelat e mëposhtme të EN1990, Aneksi 2:

Persistent and transient design situation	Permanent actions		Leading variable action	Accompanying Variable actions (*)	
	Unfavourable	Favourable		Main (if any)	Others
(Eq. 21)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,i} Q_{k,i}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Variable actions are those considered in table 10.

The γ values may be set by the National annex. For persistent design situations, the recommended set of values for γ are :

$\gamma_{G,sup} = 1,05$
 $\gamma_{G,inf} = 0,95$
 $\gamma_{Q,i} = 1,35$ for road and pedestrian traffic actions, where unfavourable (0 where favourable)
 $\gamma_{Q,i} = 1,45$ for rail traffic actions, where unfavourable (0 where favourable)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ for all other variable actions for persistent design situations, where unfavourable (0 where favourable)
 $\gamma_{Q,i} = 1,35$ for all variable actions during execution, where unfavourable (0 where favourable)

For transient design situations during which there is a risk of loss of static equilibrium, $Q_{k,i}$ represents the dominant destabilising variable action and $Q_{k,i}$ represents the relevant accompanying destabilising variable actions. The recommended set of values for γ are :

$\gamma_{G,sup} = 0,95$
 $\gamma_{G,inf} = 1,05^{(1)}$
 $\gamma_{Q,i} = 1,35$ for construction loads (0 where favourable)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ for all other variable actions during execution, where unfavourable (0 where favourable)

⁽¹⁾ Where a counterweight is used, the variability of its characteristics may be taken into account, for example, by one or both of the following recommended rules :

- applying a partial factor $\gamma_{G,inf} = 0,8$ where the self-weight is not well defined (e.g. containers) ;
- by considering a variation of its project-defined location, with a value to be specified proportionately to the dimensions of the bridge, where the magnitude of the counterweight is well defined. For steel bridges during launching, the variation of the counterweight location is often taken equal to ± 1 m.

In cases where the verification of static equilibrium also involves the resistance of structural elements (for example where loss of static equilibrium is prevented by stabilising systems or devices like anchors, stays or auxiliary columns), as an alternative to two separate verifications based on Tables A2.4(A) and A2.4(B), a combined verification, based on Table A2.4(A), may be adopted with the following set of recommended values, which may be altered by the National annex.

$\gamma_{G,sup} = 1,35$
 $\gamma_{G,inf} = 1,15$
 $\gamma_{Q,i} = 1,35$ for road and pedestrian traffic actions, where unfavourable (0 where favourable)
 $\gamma_{Q,i} = 1,45$ for rail traffic actions, where unfavourable (0 where favourable)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ for all other variable actions for persistent design situations, where unfavourable (0 where favourable)
 $\gamma_{Q,i} = 1,35$ for all variable actions during execution, where unfavourable (0 where favourable)
provided that applying $\gamma_{G,inf} = 1,00$ both to the favourable part and to the unfavourable part of permanent actions does not give a more unfavourable effect.

Tabela 5 - Vlerat projektuese të veprimeve EQU) (Set A)

Persistent and transient design situation	Permanent actions		Leading variable action	Accompanying Variable actions (*)	
	Unfavourable	Favourable		Main (if any)	Others
(Eq. 21)	$\gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$	$\gamma_{Q, 1} Q_{k, 1}$		$\gamma_{Q, 2} \psi_{0, 2} Q_{k, 2}$
Persistent and transient design situation	Permanent actions		Leading variable action	Accompanying Variable actions (*)	
	Unfavourable	Favourable		Main (if any)	Others
(Eq. 21a)	$\gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$		$\gamma_{Q, 1} \psi_{0, 1} Q_{k, 1}$	$\gamma_{Q, 2} \psi_{0, 2} Q_{k, 2}$
(Eq. 21b)	$\xi \gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$	$\gamma_{Q, 1} Q_{k, 1}$		$\gamma_{Q, 2} \psi_{0, 2} Q_{k, 2}$

(*) Variable actions are those considered in table 10.

The choice between equations 21, or 21a and 21b will be in the National annex.

The γ and ξ values may be set by the National annex. The following values for γ and ξ are recommended when using expressions 21, or 21a and 21b:

$\gamma_{G, sup} = 1,35$ ¹⁾
 $\gamma_{G, inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q, 1} = 1,35$ when Q_1 represents unfavourable actions due to road or pedestrian traffic (0 when favourable)
 $\gamma_{Q, 2} = 1,50$ for other traffic actions and other variable actions²⁾
 $\xi = 0,85$ (so that $\xi \gamma_{G, sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).
See also EN 1991 to EN 1999 for γ values to be used for imposed deformations.

¹⁾ $\gamma_{G, sup} = 1,35$ covers : self-weight of structural and non structural elements, ballast, soil, ground water and free water, removable loads, etc.
²⁾ $\gamma_{Q, 2} = 1,50$ covers : variable horizontal earth pressure from soil, ground water, free water and ballast, traffic load surcharge earth pressure, traffic aerodynamic actions, wind and thermal actions, etc.

The characteristic values of all permanent actions from one source are multiplied by $\gamma_{G, sup}$ if the total resulting action effect is unfavourable and $\gamma_{G, inf}$ if the total resulting action effect is favourable. For example, all actions originating from the self weight of the structure may be considered as coming from one source ; this also applies if different materials are involved.

For particular verifications, the values for γ_G and γ_Q may be subdivided into γ_g and γ_q and the model uncertainty factor γ_{ϕ_d} . A value of γ_{ϕ_d} in the range 1,0 - 1,15 can be used in most common cases and can be modified in the National annex.

Where actions due to water are not covered by EN 1997 (e.g. flowing water), the combinations of actions to be used should be agreed with the client or the relevant authority for the particular project.

Tabela 6 - Vlerat projektuese të veprimeve (STR) (Set B)

Persistent and transient design situation	Permanent actions		Leading variable action	Accompanying Variable actions (*)	
	Unfavourable	Favourable		Main (if any)	Others
(Eq. 21)	$\gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$	$\gamma_{Q, 1} Q_{k, 1}$		$\gamma_{Q, 2} \psi_{0, 2} Q_{k, 2}$

(*) Variable actions are those considered in table 10

The γ values may be set by the National annex. The recommended set of values for γ are :

$\gamma_{G, sup} = 1,00$
 $\gamma_{G, inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q, 1} = 1,15$ for road and pedestrian traffic actions where unfavourable (0 where favourable)
 $\gamma_{Q, 1} = 1,30$ for the variable part of horizontal earth pressure from soil, ground water, free water and ballast, for traffic load surcharge horizontal earth pressure, where unfavourable (0 where favourable)
 $\gamma_{Q, 2} = 1,30$ for all other variable actions where unfavourable (0 where favourable)

Tabela 7 - Vlerat projektuese të veprimeve (GEO) (Set C)

Design situation	Permanent actions		Leading accidental or seismic action	Accompanying variable actions (**)	
	Unfavourable	Favourable		Main (if any)	Others
Accidental(*) (Eq. 24 and 26)	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	A_d	ψ_{01} or $\psi_{21} Q_{k1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismic (***) (Eq. 25 and 27)	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	γA_{Ed} or A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*) In the case of accidental design situations, the leading variable action may be taken with its frequent or, as in seismic combinations of actions, its quasi-permanent values. The choice will be in the National annex, depending on the accidental action under consideration.

(**) Variable actions are those considered in tables 10.

(***) Certain seismic design situations may have to be taken into account, especially for railway bridges (see National annex).

Tabela 8 - Vlerat projektuese të veprimeve në situatë aksidentale dhe gjatë projektimit sizmik

Combination	Permanent actions G_d		Variable actions Q_d	
	Unfavourable	Favourable	Leading	Others
Characteristic	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Frequent	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quasi-permanent	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Tabela 9 - Vlerat projektuese të veprimeve për kombinimin SLS

Action	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Traffic loads (see EN 1991-2, Table 4.4)	gr1a (LM1+pedestrian or cycle-track loads) ¹⁾	TS UDL Pedestrian+cycle-track loads ²⁾	0,75 0,40 0,40	0,75 0,40 0	0 0 0
	gr1b (Single axle)		0	0,75	0
	gr2 (Horizontal forces)		0	0	0
	gr3 (Pedestrian loads)		0	$\frac{E_d}{E_k} 0,40 \frac{E_d}{E_k}$	0
	gr4 (LM4 – Crowd loading))		0	$\frac{E_d}{E_k} - \frac{\alpha_{gr}}{\alpha_{gr}}$	0
	gr5 (LM3 – Special vehicles))		0	$\frac{E_d}{E_k} - \frac{\alpha_{gr}}{\alpha_{gr}}$	0
	Wind forces	F_{Wk} - Persistent design situations - Execution F_{Wk}^*	0,6 0,8 1,0	0,2 - -	0 0 -
Thermal actions	T_k	0,6 ³⁾	0,6	0,5	
Snow loads	$Q_{s,e,i}$ (during execution)	0,8	-	-	
Construction loads	Q_c	1,0	-	1,0	

1) The recommended values of ψ_0 , ψ_1 and ψ_2 for gr1a and gr1b are given for road traffic corresponding to adjusting factors α_{0i} , α_{0j} , α_{0r} and β_Q equal to 1. Those relating to UDL correspond to common traffic scenarios, in which a rare accumulation of lorries can occur. Other values may be envisaged for other classes of routes, or of expected traffic, related to the choice of the corresponding α factors. For example, a value of ψ_2 other than zero may be envisaged for the UDL system of LM1 only, for bridges supporting severe continuous traffic. See also EN 1998.

2) The combination value of the pedestrian and cycle-track load, mentioned in Table 4.4a of EN 1991-2, is a "reduced" value. ψ_0 and ψ_1 factors are applicable to this value.

3) The recommended ψ_0 value for thermal actions may in most cases be reduced to 0 for ultimate limit states EQU, STR and GEO. See also the design Eurocodes.

Tabela 10 - Vlerat e rekomanduara të faktorit Ψ për ura rrugore

Verifikimi strukturor i të gjithë elementëve bëhet me kombinimin e mëposhtëm

Kombinim 1 $\rightarrow (A1+M1+R1) \rightarrow$ STR projektimi i elementëve strukturorë

Gjatë llogaritjes së shtytjes statike për shkak të mbushjes dhe ngarkesës variabël të përkohshme janë përdorur parametrat M1 të dheut për kombinimin STR, dhe M2 për kombinimin GEO.

Në situatën sizmike si shtytja nga mbushja dhe ajo prej ngarkesës së përkohshme janë llogaritur duke përdorur parametrat M2, si në rastin e kombinimeve STR dhe të atyre GEO për Gjendje e Fundit Kufitare.

Vlerat projektuese të veprimeve të përdorura në cdo Gjendje Kufitare janë paraqitur në tabelën e mëposhtme

Ngarkesat janë të kombinuara në mënyrë që të marrin vlera maksimale vertikale në të cilat janë të lidhur momente maksimale në drejtimin gjatësor.

Kombinimet janë ndërtuar automatikisht nga fletë exceli duke filluar nga ngarkesat karakteristike më sipër.

10.1.2 Llogaritjet e ngarkesave

Në ngarkesat e përhershme strukturale janë të përfshira pesha vetjake e ballnës (e llogaritur duke marrë në konsideratë një peshë specifike prej 25 kN/m³ për betonin e armuar), pesha e dheut midis mureve përmbysës anësorë dhe ngarkesat e përhershme strukturore të trasmetuara nga mbistruktura.

Në ngarkesat e përkohshme është përfshirë trafiku dhe era.

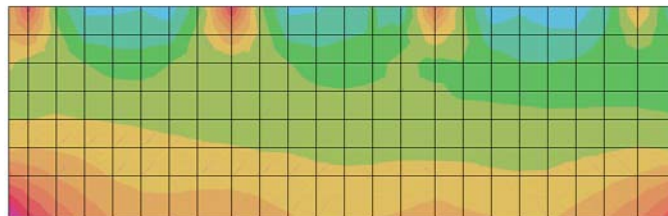
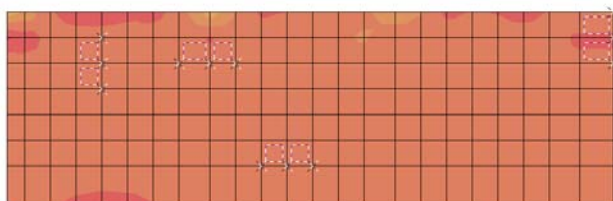
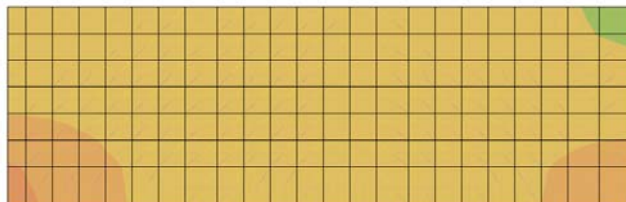
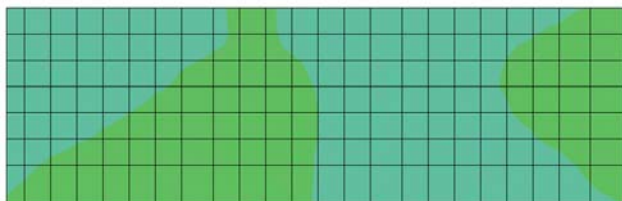
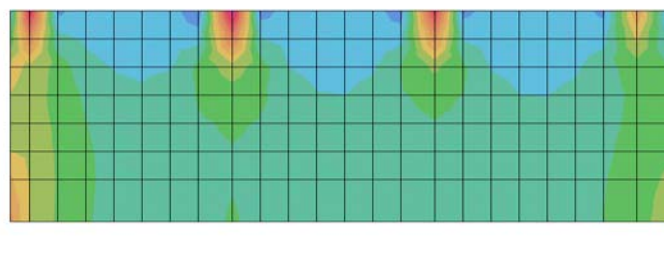
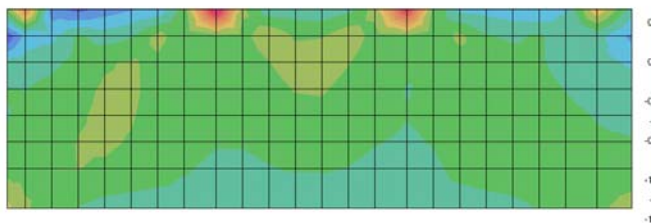
- **Karakteristikat gjeoteknike të mbushjes**

Për mbushjen pas ballnës dhe konin e mbushjes përreth është përdorur i njëjti material, karakteristikat gjeoteknike të të cilit janë specifikuar në tabelën e vijimit:

DHEU PAS BALLNE		
ϕ'	Këndi i fërkimit te brendshëm	35 °
$\tan(\phi')$	Tangenti i kendit te ferkimit te brendshem	0,700
$\gamma\phi'$ M1	Koefiçent pjesor per konditen M1	1
$\gamma\phi'$ M2	Koefiçent pjesor per konditen M2	1,25
ϕ' M1	Këndi i fërkimit te brendshëm për kushtin M1	35,00 °
ϕ' M2	Këndi i fërkimit te brendshëm për kushtin M2	29,26 °
γ	pesha vëllimore e dheut	19 kN/m ³
δ esercizio M1	Këndi i fërkimit dhe -mur për kushtin M1	23,33 °
δ sismica M1	Këndi i fërkimit dhe -mur për kushtet sizmike M1	0,00 °
δ esercizio M2	Këndi i fërkimit dhe -mur për per le cond. Di esercizio M2	19,50 °
δ sismica M2	Këndi i fërkimit dhe -mur për kushtet sizmike M2	0,00 °
H s	Lartesia e mbushjes pas murit ballor	4,65 m
Ws	pesha totale e dheut	3286,62 kN
β	pjerrësia e faqes së pasme te mureve	0 °
i	pjerrësia me terrenin	0 °
K_0 M1	Koefiçenti i shtytjes ne gjëndje qetësie për kushtin M1 $k_0=($	0,426
K_0 M2	Koefiçenti i shtytjes ne gjëndje qetësie për kushtin M2 $k_0=($	0,511
K_a M1	Koefiçenti i shtytjes ne gjëndje aktive Muller-Breslau për ku	0,244
K_a M2	Koefiçenti i shtytjes ne gjëndje aktive Muller-Breslau për ku	0,306
H tot	Lartesia totale e shtytjes (Hs + H foun)	6,15 m

10.1.3 Muri ballor

Ana e mbushjes	Armatura Vertikale	Ø20/10
	Armatura Horizontale	Ø16/20
Ana e ures	Armatura Vertikale	Ø20/20
	Armatura Horizontale	Ø16/20
	Stafa	Ø12/20x40

Figura 13– M_{1-1} dhe M_{2-2} Figura 14– V_{1-3} dhe V_{2-3} Figura 15– F_{1-1} dhe F_{2-2}

10.1.4 Muri ballor permbylles trashesia 0.40m

Ana e mbushjes	Armatura Vertikale	Ø16/20
	Armatura Horizontale	Ø16/20
Ana e ures	Armatura Vertikale	Ø16/20
	Armatura Horizontale	Ø16/20
	Stafa	Ø12/20x40

The length of all the section cuts is equal to 1.00 m.

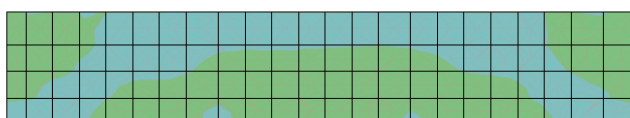
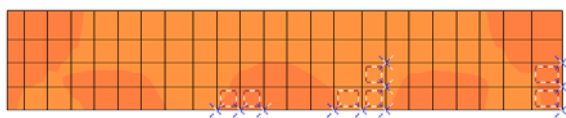


Figura 16– M_{1-1} dhe M_{2-2} _ULS_02 Muri permbylles

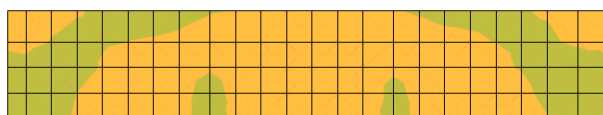
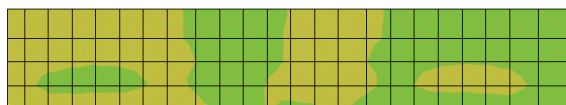


Figure 17– V_{1-3} dhe V_{2-3} _ULS_02 Muri permbylles

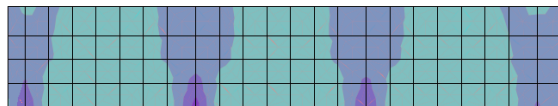
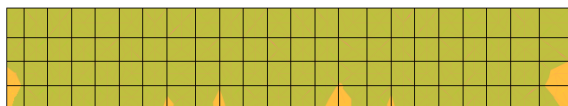
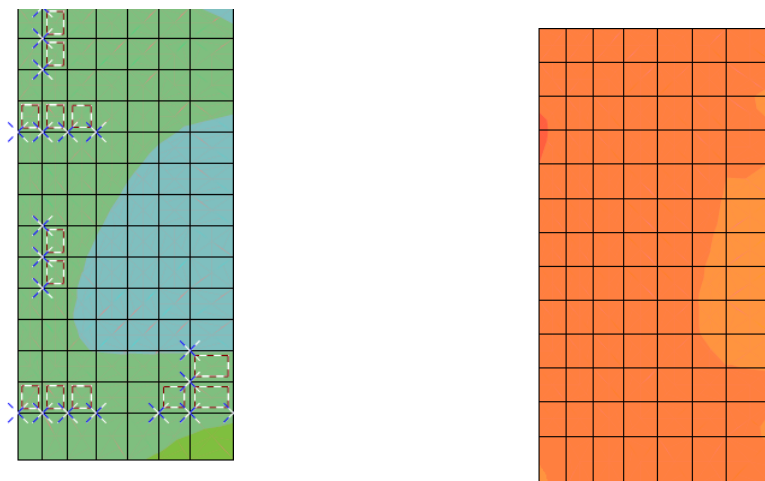
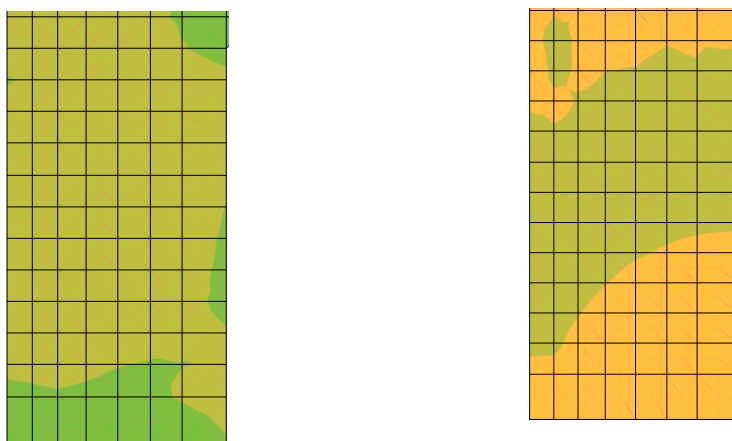


Figure 18– F_{1-1} dhe F_{2-2} ULS_02 Muri permbylles

10.1.5 Muret anesore

Ana e mbushjes	Armatura Vertikale	Ø16/10
	Armatura Horizontale	Ø16/20
Ana e rruges	Armatura Vertikale	Ø16/20
	Armatura Horizontale	Ø16/20
	Stafa	Ø12/20x40

Figure 19– M_{1-1} and M_{2-2} _ULS_02Figure 20– V_{1-3} and V_{2-3} _ULS_02

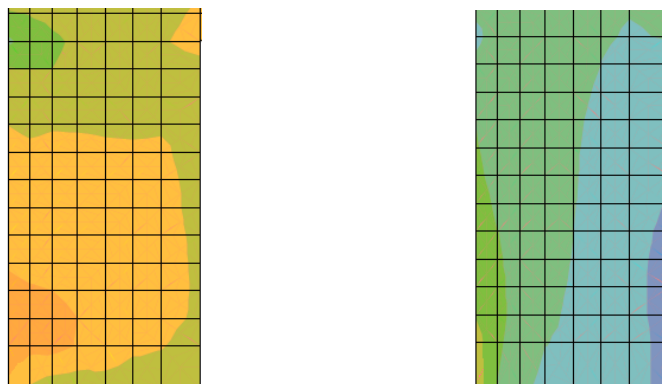


Figure 21–F1-1 dhe F2-2 ULS_02

10.1.6 Pllaka e themelit

Armatura terthore	Armatura sipër	Ø25/20
	Armatura poshtë	Ø25/20
Armatura gjatësore	Armatura sipër	Ø25/20
	Armatura poshtë	Ø25/20
	Stafa	Ø12/20x40

RAPORTI I NENKALIMIT

Permbajtja

1	HYRJE.....	4
1.1	GJEOMETRIA E STRUKTURES	4
2	STANDARTET E PROJEKTIMIT DHE REFERENCAT	7
2.1	LISTA E STANDARDEVE	7
2.2	PROGRAME.....	7
3	MATERIALET	8
3.1	BETONI.....	8
3.2	ÇELIKU.....	8
1.	GJEOTEKNIKA DHE KARAKTERISTIKAT E TERRENIT	9
4	ANALIZA E NGARKESAVE	13
4.1	PESHA VETJAKE E STRUKTURES.....	13
4.2	NGARKESA TE PERHERESHME JO-STRUKTURE (PERM ; PUSHROADLX ;PUSHROADRX)	13
4.3	SHTYTJET E DHEUT	13
4.4	NGARKESAT VARIABEL TE TRAFIKUT (Q1).....	14
4.5	NGARKESA KLIMATERIKE	23
4.6	NGARKESAT SIZMIKE	27
5	MODELI LLOGARITES	34
6	FORCAT E BRENDASHME NGA PROGRAMI	38
7	NGARKESA ELEMENTARE DHE KOMBINIMI I TYRE	43
7.1	KUSHTET ELEMENTARE TE NGARKIMIT.....	43
7.2	KOMBINIMI I NGARKESAVE PER VERIFIKIMIN E SEKSIONEVE.....	44
7.3	KOMBINIMET E NGARKESAVE PER GJENDJET KUFITARE TE MARRA NE KONSIDERATE 46	
8	VERIFIKIMET STRUKTURE	48
8.1	SOLETA E SIPERME – SEKSIONI I SOLETES NE MBESHTETJE (S1)	48
8.1	SOLETA E SIPERME SEKSIONI I SOLETES NE HAPESIRE (S2).....	58
8.2	MURI – SEKSIONI I SIPERM I MURIT DJATHTAS (S3)	65
8.3	MURI – SEKSIONI I POSHEM I MURIT MAJTAS (S4).....	72
8.4	MURI – SEKSIONI NE MES I MURIT MAJTAS (S5).....	80
8.1	THEMELI – SEKSIONI I THEMELIT NE MBESHTETJE MAJTAS (S6)	87
8.1	THEMELI – SEKSIONI I THEMELIT NE MES (S7).....	95

Lista e Figurave

Figure 1 - Seksioni terthor i nenkalimit b/a 6.00x3.50m	4
Figura 2 – Planimetria e Nenkalimit.....	5
Figura 3 – Profili Gjatesor i Nenkalimit.....	5
Figure 4 – Modeli i ngarkimit 1 (LM1).....	14
Figure 5 – Skema e gjurmes se ngarkeses dhe e zones ne te cilen behet shperndarja deri ne thellesine 0.59 m nga kuota e rruges.....	15
Figure 6 – Vendosja e ngarkesave qe maksimizon momentin perkules ne solete	18
Figure 7 – Shperndarja e ngarkeses se trafikut qe maksimizon momentin perkules ne solete	18
Figure 8 – Vendosja e ngarkesave qe maksimizon forcen prerese ne solete	20
Figure 9 – Shperndarja e ngarkeses se trafikut qe maksimizon forcen prerese ne solete	21
Figure 10 – Shperndarjet e ngarkesave te shperndara ekuivalente te korsise se pare (blu) dhe te korsise se dyte (e kuqe)	21
Figure 11 – Shperndarja e shtytjes se dherave te terrenit ne murin e strukture	22
Figura 12– Harta e Nxitim Maksimal te Truallit (m/s^2) me periode kthimi prej 475 vjetesh, per Tipin A te truallit, botimi “Sizmiciteti, tektonika dhe vleresimi i rrezikut sizmik ne Shqiperi”	30
Figure 13 – Numerimi i nyjeve	35
Figure 14 – Numerimi i elementeve	36
Figura 15– Pamje 3D e modelit	37
Figura 16– Skema e deformuar.....	37
Figure 17 – Epjura e momenteve nga pesha vetjake	38
Figure 18 – Epjura e forces prerese nga pesha vetjake	38
Figure 19 – Epjura e momenteve nga Pushroad LX.....	39
Figure 20 – Epjura e momenteve nga Pushroad Rx.....	39
Figure 21 – Epjura e momenteve nga PTLX	40
Figure 22 – Epjura e momenteve nga LM1	40
Figure 23 – Epjura e momenteve nga PVLX	41
Figure 24 – Epjura e momenteve nga PVRX.....	41
Figure 25 – Epjura e momenteve nga PVLX TANDEM	42

Lista e Tabelave

Table 1- Tipet e truallit sipas EN-1998-1	30
---	----

1 HYRJE

Ky relacion teknik ka per qellim analizen strukturale te nenkalimit drejtkendor si pjese e projektit te zbatimit te Unazes se Re Berat .

Nenkalimi eshte strukture drejtkendore me seksion 6.00x3.50m.

1.1 GJEOMETRIA E STRUKTURES

Ndertimi i Unazes se Re Berat nderpret edhe rruge lokale me fluks trafiku relativisht te vogel. Kjo rruge lidh rrjetin e brendshem lokal te zones ku shtrihet e si rrjedhim do te pajiset me nenkalim sipas standarteve te projektimit sipas kategorise F2 per trafik me pak se < 1000 mjete/24 ore. Aktualisht, gjeresia maksimale e nenkalimit eshte 6m.

Ne varesi te lartesis se mbushjes mbi soleten e sipërme te boxit eshte kryer llogaritja strukturale e nenkalimit.

Lartesia e brendshme e nenkalimit eshte 3.5m ku hapësira e lire vertikale eshte 3m dhe 0.5m eshte paketa e shtresave rrugore.

Dimensionet e mureve vertikale te boxit jane 0.5m si edhe te soletes se poshtme dhe te sipërme nga 0.50 m.

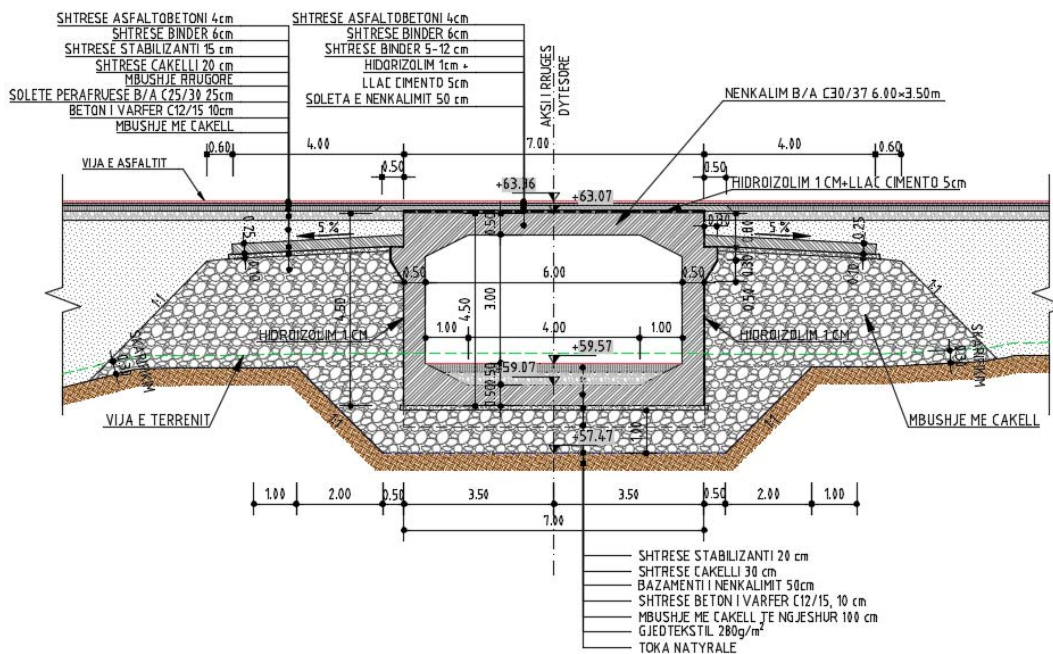


Figure 1 - Seksioni terthor i nenkalimit b/a 6.00x3.50m

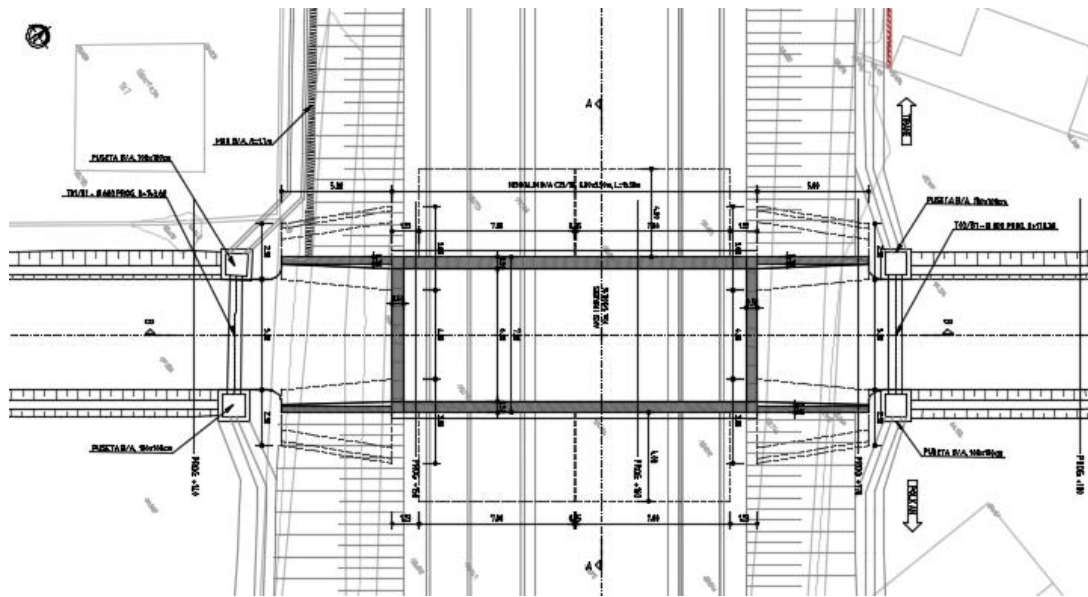


Figura 2 – Planimetria e Nenkalimit

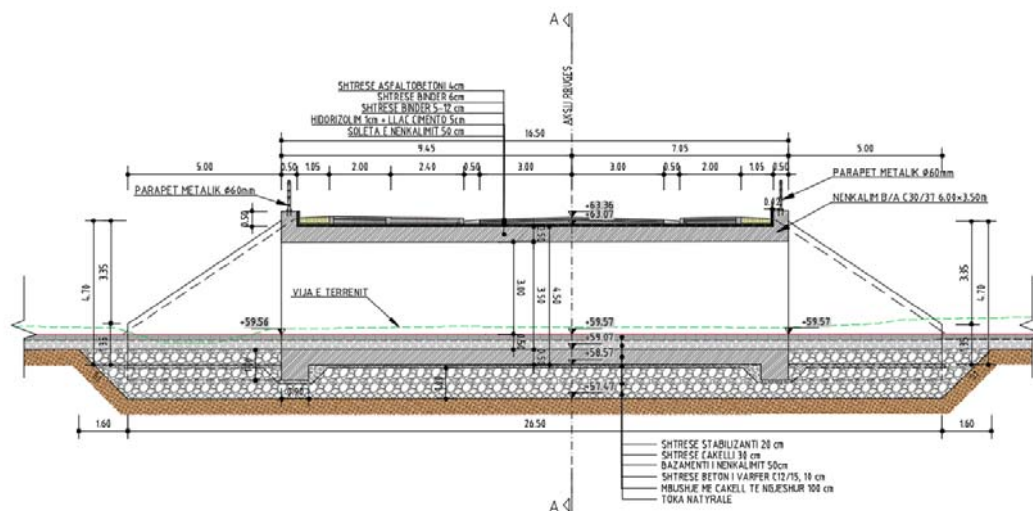


Figura 3 – Profili Gjatesor i Nenklimit

Karakteristika gjeometrike dhe ngarkesa te elementit monolit***Dati di input (kN - metri)***

Height	h	3.50	m	(internal dimensions)
Width	l	6.00	m	(internal dimensions)
Strip length	L	1.00	m	

Depth of the planar frame strip	b	1.00	m	
Thickness of bottom slab si=	Si	0.50	m	
Thickness of walls sp=	Sp	0.50	m	
Thickness of top slab ss=	Ss	0.50	m	

Data related to the road embankment

Weight per unit volume of road paving layer	γ	22.00	kN/m ³	
Thickness of road paving layers	s	0.34	m	

2 STANDARTET E PROJEKTIMIT DHE REFERENCAT

Analiza strukturore dhe verikimet e elementeve jane kryer ne perputhje me kerkesat e perfshira ne keto rregullore dhe ne perputhje me kodet e projektimit ne fuqi.

2.1 LISTA E STANDARDEVE

Standardet e perdorura per llogaritjen dhe projektimin e strukturave, jane si me poshte:

- **EN 1992: (Eurocode 2) (EUR)** "Design of concrete structures";
- **EN 1997: (Eurocode 7) (EUR)** "Geotechnical design";
- **EN 1998: (Eurocode 8) (EUR)** "Design of structures for earthquake resistance";
- **UNI EN 206-1 October 2006** "Concrete: Specification, performance, production and conformity";
- **UNI EN 11104 March 2004** "Concrete: Specification, performance, production and conformity" Additional instructions for the application of EN 206-1;

2.2 PROGRAME

Te gjitha kodet per modelet numerike te perdorura ne kete relacion jane te sigurta dhe te vlefshme dhe jane perdorur ne baze te karakteristikave te tyre.

Me poshte pershkruben programet e perdorura per analizen strukturore ne kete relacion:

- SAP2000 modeli i llogaritjes M.E.F. (Metoda e Elementeve te Fundem) prodhuar nga Computers and Structures, Inc, i afte per te trajtuar analizen lineare dhe sizmike. Ky program eshte perdorur per analizen strukturore te nenkalimeve;
- RC-SEC program i perdorur per verifikimin e seksioneve llogarites sipas EC2/EC8.
- Programe per llogaritjet e brendshme: Excel data sheet, te zhvilluara dhe te testuara per disa projekte nder vite. Ato jane perdorur per kombinimet e ngarkesave dhe projektimin strukturor te elementit.

3 MATERIALET

Duke perjashtuar rastet e specifikuara ne vizatime, materialet jane ato te pershkruara si me poshte.

3.1 BETONI

BETON I VARFER (JO-STRUKTUROR)

- Klasa e betonit: C12/15
- Rezistenca kubike karakteristike: $R_{ck} = 15.00 \text{ N/mm}^2$

BETONI PER TRUPIN E STRUKTURAVE

- Klasa e betonit: C30/37
- Rezistenca kubike karakteristike: $R_{ck} = 37.00 \text{ N/mm}^2$
- Rezistenca cilindrike karakteristike: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Vlera e projektimit e rez. ne shtypje te betonit: $f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$
- Vlera mesatare e rez. aksiale ne terheqje: $f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$
- Moduli i elasticitetit: $E = 32837 \text{ N/mm}^2$
- Shtresa mbrojtese: 40 mm
- Klasa e ekspozimit: XC3

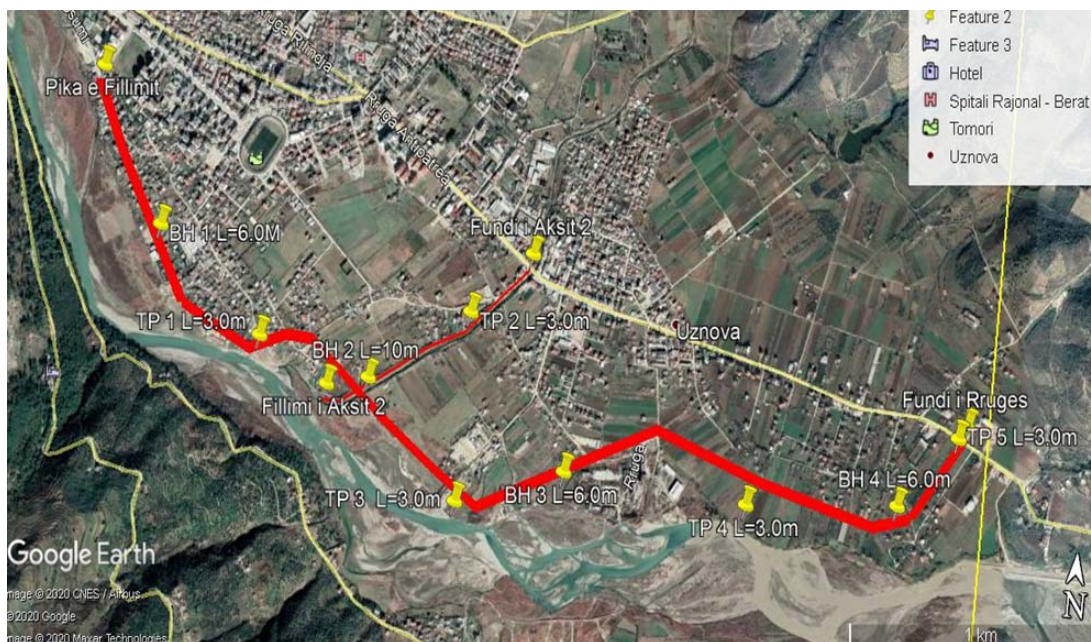
3.2 ÇELIKU

ÇELIKU PER ARMIMIN E THJESHTE

- Lloji: B500C
- Rezistenca karakteristike e rrjedhshmerise: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Rezistenca e rrjedhshmerise se projektimit: $f_{yd} = 434.7 \text{ MPa}$
- Moduli i elasticitetit: $E_s = 200000 \text{ MPa}$

1. GJEOTEKNIKA DHE KARAKTERISTIKAT E TERRENIT

Sipas dokumentit "Raporti Gjeologjik" pergjate gjurmes se rruges dhe ne pozicione kritike per te bere me pas projektimin e strukturave dhe te rruges, u kryen punimet fushore qe konsistojne ne 4 (kater) shpime ne trup te rruges me thellesi nga 6 dhe 10 metra ne vende te paracaktuara ne te cilat u moren kampione per analiza, si dhe 5 gropa studimi deri ne 3.0m.



Në kontrollet gjeoteknike dhe strukture janë marrë parasysh parametrat e mëposhtëm.

Vetite Fiziko Mekanike te shtresave te studiuara

Me poshte po listojme vetite fiziko – mekanike te shtresave sipas sondave te kryera :

Per shpimin 1 (trase)

Shtresa 1- Toke Vegjetale suargjile me rrenje bimesh.

Shtresa 2- Suargjila te lehta me ngjyre kafe-bezhe, me lageshtire ne gjendje plastike mesatarishte te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	< 0.002 mm	39.0 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	48.46 %
Fraksioni rere	> 0.063 mm	12.54 %
Klasifikimi		CL-ML
Lageshtia natyrale		W _n = 27.18%

Kufiri i rrjedhshmerise	$W_r = 46.3$
Kufiri i plasticitetit	$W_p = 28.1$
Indeksi i plasticitetit	$I_p = 18.2$
Kosistenca	$B = 0.05$
Pesha specifike	$\rho = 27 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale	$\gamma = 17.99 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit	$e = 0.91$
Moduli i deformimit	$E = 14 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem	$\phi = 16^\circ$
Kohezioni	$C = 40 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 150 \text{ kPa}$
SPT	$N_{SPT} = 7$

Shtresa 3 - Zhavore te lumit osum me origjine jane koker vogel deri koker madhe, mestarishte deri te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	12.83 %
Fraksioni pluhuror	$0.002-0.063 \text{ mm}$	16.37 %
Fraksioni rere	$0.063-2 \text{ mm}$	20.71 %
Fraksion zhavor	$> 2 \text{ mm}$	49.88 %
Klasifikimi	GP-GM	
Lageshtia natyrale	$W_n = 7.67 \%$	
Kufiri i rrjedhshmerise	$W_r = 32.2$	
Kufiri i plasticitetit	$W_p = 21.7$	
Indeksi i plasticitetit	$I_p = 10.5$	
Kosistenca	$B = 1.34$	
Pesha specifike	$\rho = 26.75 \text{ kN/m}^3$	
Pesha volumore ne gjendje natyrale	$\gamma = 20.13 \text{ kN/m}^3$	
Koeficienti i porozitetit	$e = 0.4$	
Moduli i deformimit	$E = 33 \text{ MPa}$	
Kendi i ferkimit te brendshem	$\phi = 28^\circ$	
Kohezioni	$C = 10 \text{ kPa}$	
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 200 \text{ kPa}$	
SPT	$N_{SPT} = 19$	
C B R	CBR = 5.14	

Per shpimin 2 (ura)

Shtresa 1- Toke Vegjetale suargjile me rrenje bimesh.

Shtresa 2- Suargjila te lehta me ngjyre kafe-bezhe, me lageshtire ne gjendje plastike mesatarishte te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	36.59 %
Fraksioni pluhuror	$0.002-0.063 \text{ mm}$	43.82 %
Fraksioni rere	$> 0.063 \text{ mm}$	19.61 %
Klasifikimi	CL-ML	
Lageshtia natyrale	$W_n = 26.05\%$	
Kufiri i rrjedhshmerise	$W_r = 35.1$	
Kufiri i plasticitetit	$W_p = 20.3$	

Indeksi i plasticitetit	$I_p = 14.8$
Kosistenca	$B = 0.39$
Pesha specifike	$\rho = 26.72 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale	$\gamma = 17.88 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit	$e = 0.9$
Moduli i deformimit	$E = 14 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem	$\phi = 16^\circ$
Kohezioni	$C = 4 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 160 \text{ kPa}$
SPT	$N_{SPT} = 9$
C B R	$CBR = 5.25$

Shtresa 3 - Zhavorre te lumit Osum me origjine, jane kokerr vogel deri kokerr madh, mesatarisht deri te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	4.23 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	5.46 %
Fraksioni rere	0.063-2 mm	14.93 %
Fraksion zhavor	$> 2 \text{ mm}$	75.39 %
Klasifikimi		GP-GM
Lageshtia natyrale		$W_n = 5.43 \%$
Pesha specifike		$\rho = 26.55 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale		$\gamma = 20.72 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit		$e = 0.4$
Moduli i deformimit		$E = 33 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem		$\phi = 28^\circ$
Kohezioni		$C = 10 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje		$\sigma = 200 \text{ kPa}$
SPT		$N_{SPT} = 23$

Per shpimin 3 (trase)

Shtresa 1 - Toke Vegjetale suargjile me rrenje bimesh.

Shtresa 3 - Zhavore te lumit osum me origjine jane koker vogel deri koker madhe, mestarishte deri te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	3.87 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	5.0 %
Fraksioni rere	0.063-2 mm	14.91 %
Fraksion zhavor	$> 2 \text{ mm}$	76.22 %
Klasifikimi		GP-GM
Lageshtia natyrale		$W_n = 5.35 \%$
Pesha specifike		$\rho = 26.61 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale		$\gamma = 20.98 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit		$e = 0.3$
Moduli i deformimit		$E = 33 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem		$\phi = 28^\circ$
Kohezioni		$C = 10 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje		$\sigma = 200 \text{ kPa}$

SPT N_SPT=27
CBR CBR= 5.43

Per shpimin 4 (trase)

Shtresa 1- Toke Vegjetale suargjile me rrenje bimesh.

Shtresa 2- Suargjila te leta me ngjyre kafe-bezhe me lageshtire ne gjendje plastike mesatrishte te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	< 0.002 mm	38.2 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	47.46 %
Fraksioni rere	> 0.063 mm	14.33 %
Klasifikimi		CL-ML
Lageshtia natyrale		W _n = 47.1%
Kufiri i rrjedhshmerise		W _r = 28.4%
Kufiri i plasticitetit		W _p = 20.3
Indeksi i plasticitetit		I _p = 18.7
Kosistenca		B = 0.19
Pesha specifike		ρ = 26.96 kN/m ³
Pesha volumore ne gjendje natyrale		γ = 17.91 kN/m ³
Koeficienti i porozitetit		e = 0.9
Moduli i deformimit		E = 14 MPa
Kendi i ferkimit te brendshem		φ = 16°
Kohezioni		C = 4 kPa
Ngarkesa e lejuar ne shtypje		σ = 160 kPa
SPT		N_SPT=11
C B R		CBR= 4.89

Shtresa 3

Zhavore gelqerore suargjilore me ngjyre bezhe me pak lageshtire,mbas 5.0m jane te ngopura me uje,jane mesatrisht te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	< 0.002 mm	4.23 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	5.46 %
Fraksioni rere	0.063-2 mm	14.93 %
Fraksion zhavor	> 2 mm	75.39 %
Klasifikimi		GP-GM
Lageshtia natyrale		W _n = 5.43 %
Pesha specifike		ρ = 26.55 kN/m ³
Pesha volumore ne gjendje natyrale		γ = 20.72 kN/m ³
Koeficienti i porozitetit		e = 0.4
Moduli i deformimit		E= 33 MPa
Kendi i ferkimit te brendshem		φ = 28°
Kohezioni		C = 10 kPa
Ngarkesa e lejuar ne shtypje		σ = 200 kPa
SPT		N_SPT=17

4 ANALIZA E NGARKESAVE

4.1 PESHA VETJAKE E STRUKTURES

Ne peshen vetjake te struktures merret parasysh nje peshe specifike e betonarmese e barabarte me 25 kN/m³; ngarkesa e secilit element strukturor percaktohet direkt nga software si produkt i peshes specifike dhe permasave te vete elementit.

4.2 NGARKESA TE PERHERESHME JO-STRUKTURORE (PERM ; PUSHROADLX ; PUSHROADRX)

Mbi soleten e sipërme konsiderohen shtresat rrugore me trashësi 34cm

$$q_{perm} = 0.3 \cdot 22 = 6.6 \text{ kN/m}^2$$

Ne faqet e mureve te tombinos vepron nje ngarkese horizontale e shperndare me vlere:

$$p_b = 6.6 \cdot 0.426 = 2.82 \text{ kN/m}.$$

4.3 SHTYTJET E DHEUT

Shtytja e dheut konsiderohet ne gjendjen se qetesise, per kete arsye merret parasysh koeficienti i shtytjes ne gjendjen e qetesise "k₀" (struktura nuk eshte ne gjendje te zhvendoset apo te rrotullohet):

Terreni në faqet e tombinos

Pesha për njësi volumi	γ	19.00	kN/m ³
Këndi i fërkimit të brendshëm	ϕ	35.00	°
Ka apo Ko ---->	k	ko	0.426

Parametra te tille konvertohen ne nje diagrame presioni trapezoidale ($p_h = k_0 \cdot \gamma \cdot z$) e cila duhet te aplikohet tek muret e tombinos me vlerat:

$$\text{Siper: } 0.426 \cdot 19 \cdot 0.25 = 2.02 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Poshte: } 0.426 \cdot 19 \cdot 4 = 32.376 \text{ kN/m}^2$$

Pervec ngarkesave te lartpermendura shtohen, si ngarkesa te perqendruara ne nyjet 1 e 2 (per PTLX) dhe 3 e 4 (per PTSX), pjesa e shtytjes nga terreni e cila vepron ne 1/2 e lartesis se soletes se sipërme dhe 1/2 e themelit.

Shtytja ne gjysmen e lartesis se soletes se sipërme.

$$F_{18,22} = 0.25 \text{ kN}$$

Shtytja ne gjysmen e lartesis se themelit.

$$F_{1,11} = 9.09 \text{ KN}$$

4.4 NGARKESAT VARIABEL TE TRAFIKUT (Q1)

Ne perputhje me kodet e projektimit te referimit, EN 1991-2: Pjesa 2: Ngarkesat e trafikut ne ura, merren ne konsiderate ngarkesat e meposhtme te trafikut per ura te kategorise se 1^o:

- kollona e pare e ngarkimit e perbere nga dy ngarkesa te perqendruara $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ dhe nje ngarkese e shperndare $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ ne nje gjeresi konvencionale te barabarte me 3.00m;
- kollona e dyte me ngarkesa analoge me te meparshmen, por me ngarkesa respektivisht te barabarta me $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ dhe $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$;
- kollona e trete me ngarkesa analoge me te meparshmen, por me ngarkesa respektivisht te barabarta me $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$ dhe $q_{3k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$;
- kollona e katert me ngarkesen e/ose te siperfaqes se mbetur e perbere nga nje ngarkese uniformisht e shperndare e barabarte me $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

Dimensionet e gjurmeve te ngarkesave tandem dhe pozicioni i tyre relativ eshte e dhene figuren e meposhtme.

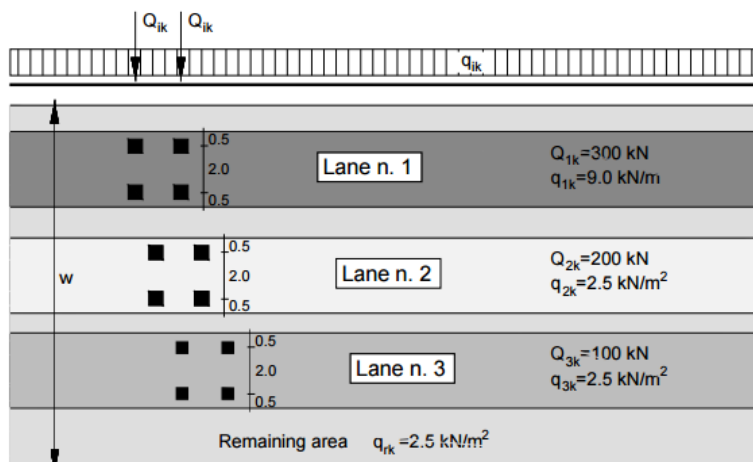


Figure 4 – Modeli i ngarkimit 1 (LM1)

Vlerat e ngarkesave rrugore te pershkruara nga EN 1991-2: Pjesa 2

4.4.1

Gjeresia e shperndarjes se ngarkesave te perqendruara Tandem

Shperndarja terthore dhe gjatesore e ngarkesave eshte realizuar, duke nisur nga kuota e sipërme e shtresave te rruges, me hipotezen e shperndarjes ne paketen rugore, ne terren, ne mbushesin e pendencave dhe ne soleten e sipërme sipas raporteve te dhena me poshte. Eshte aplikuar nje kend shperndarje prej 45°.

Ne figuren e meposhtme jepet skema e gjurmes se ngarkeses dhe e zones ne te cilen behet shperndarja deri ne thellesine 0.59 m nga kuota e rruges (kuota e aksit te rruges).

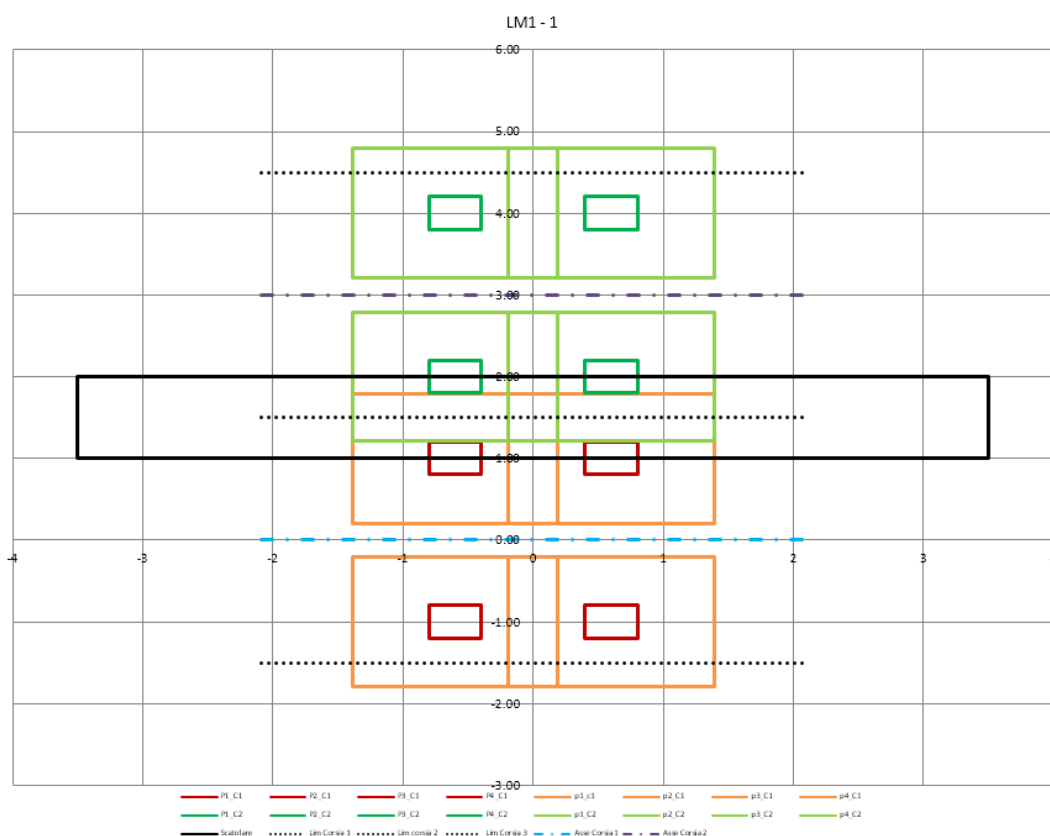


Figure 5 – Skema e gjurmes se ngarkeses dhe e zones ne te cilen behet shperndarja deri ne thellesine 0.59 m nga kuota e rruges

Per gjurmet e ngarkesave eshte aplikuar nje nomenklature alfanumerike e dhene ne tabelen e meposhtme; p.sh. me shenjen P3_c2 eshte quajtur gjurma e trete e korsise se dyte.

Gjurma/Zona e shperndarjes	N° ngarkese e perqendruar	Korsia
P/p		_c1/_c2

Ne vijim tregohen parametrat qe definojne ngarkesat tandem te marra ne shqyrtim.

Dati geometrici ricoprimento

P_da_liv	0.59	m	profondità di calcolo delle tensioni (pavimentazione+ricoprimento+massetto pendenze+1/2 soletta superiore)
----------	------	---	--

Tandem loads Lane Number 1

Contact surface wheel 1			Contact surface wheel 2			Contact surface wheel 3			Contact surface wheel 4		
P1	150	kN	P2	150	kN	P3	150	kN	P4	150	kN
B1x	0.4	m	B2x	0.4	m	B3x	0.4	m	B4x	0.4	m
L1y	0.4	m	L2y	0.4	m	L3y	0.4	m	L4y	0.4	m
X1	-0.6	m	X2	0.6	m	X3	-0.6	m	X4	0.6	m
Y1	1.00	m	Y2	1.00	m	Y3	-1.00	m	Y4	-1.00	m
A1	0.16	m ²	A2	0.16	m ²	A3	0.16	m ²	A4	0.16	m ²
PC1	937.50	kN/m ²	PC2	937.50	kN/m ²	PC3	937.50	kN/m ²	PC4	937.50	kN/m ²

wheel contact surface coordinates

x	y	x	y	x	y	x	y
-0.8	0.80	0.4	0.80	-0.8	-1.20	0.4	-1.20
-0.4	0.80	0.8	0.80	-0.4	-1.20	0.8	-1.20
-0.4	1.20	0.8	1.20	-0.4	-0.80	0.8	-0.80
-0.8	1.20	0.4	1.20	-0.8	-0.80	0.4	-0.80
-0.8	0.80	0.4	0.80	-0.8	-1.20	0.4	-1.20

Dispersal wheel 1			Dispersal wheel 2			Dispersal wheel 3			Dispersal wheel 4		
p1	150	kN	p2	150	kN	p3	150	kN	p3	150	kN
b1x	1.58	m	b2x	1.58	m	b3x	1.58	m	b4x	1.58	m
l1y	1.58	m	l2y	1.58	m	l3y	1.58	m	l4y	1.58	m
x1	-0.6	m	X2	0.6	m	X3	-0.6	m	X4	0.6	m
y1	1.00	m	Y2	1.00	m	Y3	-1.00	m	Y4	-1.00	m
a1	2.50	m ²	A2	2.50	m ²	A3	2.50	m ²	A4	2.50	m ²
pc1	60.09	kN/m ²	pc2	60.09	kN/m ²	pc3	60.09	kN/m ²	pc4	60.09	kN/m ²
xi	-1.39		xi	-0.19		xi	-1.39		xi	-0.19	
xf	0.19		xf	1.39		xf	0.19		xf	1.39	
yi	0.21		yi	0.21		yi	-1.79		yi	-1.79	
yf	1.79		yf	1.79		yf	-0.21		yf	-0.21	

wheel contact surface coordinates

x	y	x	y	x	y	x	y
-1.39	0.21	-0.19	0.21	-1.39	-1.79	-0.19	-1.79
0.19	0.21	1.39	0.21	0.19	-1.79	1.39	-1.79
0.19	1.79	1.39	1.79	0.19	-0.21	1.39	-0.21
-1.39	1.79	-0.19	1.79	-1.39	-0.21	-0.19	-0.21
-1.39	0.21	-0.19	0.21	-1.39	-1.79	-0.19	-1.79

Tandem loads Lane Number 2											
Contact surface wheel 1			Contact surface wheel 2			Contact surface wheel 3			Contact surface wheel 4		
P1	100	kN	P2	100	kN	P3	100	kN	P4	100	kN
B1x	0.4	m	B2x	0.4	m	B3x	0.4	m	B4x	0.4	m
L1y	0.4	m	L2y	0.4	m	L3y	0.4	m	L4y	0.4	m
X1	-0.6	m	X2	0.6	m	X3	-0.6	m	X4	0.6	m
Y1	4.00	m	Y2	4.00	m	Y3	2.00	m	Y4	2.00	m
A1	0.16	m ²	A2	0.16	m ²	A3	0.16	m ²	A4	0.16	m ²
Press_cont	625.00	kN/m ²	PC2	625.00	kN/m ²	PC3	625.00	kN/m ²	PC4	625.00	kN/m ²
wheel contact surface coordinates											
x	y		x	y		x	y		x	y	
-0.8	3.80		0.4	3.80		-0.8	1.80		0.4	1.80	
-0.4	3.80		0.8	3.80		-0.4	1.80		0.8	1.80	
-0.4	4.20		0.8	4.20		-0.4	2.20		0.8	2.20	
-0.8	4.20		0.4	4.20		-0.8	2.20		0.4	2.20	
-0.8	3.80		0.4	3.80		-0.8	1.80		0.4	1.80	
Dispersal wheel 1			Dispersal wheel 2			Dispersal wheel 3			Dispersal wheel 4		
p1	100	kN	p2	100	kN	p3	100	kN	p3	100	kN
b1x	1.58	m	b2x	1.58	m	b3x	1.58	m	b4x	1.58	m
l1y	1.58	m	l2y	1.58	m	l3y	1.58	m	l4y	1.58	m
x1	-0.6	m	X2	0.6	m	X3	-0.6	m	X4	0.6	m
y1	4.00	m	Y2	4.00	m	Y3	2.00	m	Y4	2.00	m
a1	2.50	m ²	A2	2.50	m ²	A3	2.50	m ²	A4	2.50	m ²
pc1	40.06	kN/m ²	pc2	40.06	kN/m ²	pc3	40.06	kN/m ²	pc4	40.06	kN/m ²
xi	-1.39		xi	-0.19		xi	-1.39		xi	-0.19	
xf	0.19		xf	1.39		xf	0.19		xf	1.39	
yi	3.21		yi	3.21		yi	1.21		yi	1.21	
yf	4.79		yf	4.79		yf	2.79		yf	2.79	
wheel contact surface coordinates											
x	y		x	y		x	y		x	y	
-1.39	3.21		-0.19	3.21		-1.39	1.21		-0.19	1.21	
0.19	3.21		1.39	3.21		0.19	1.21		1.39	1.21	
0.19	4.79		1.39	4.79		0.19	2.79		1.39	2.79	
-1.39	4.79		-0.19	4.79		-1.39	2.79		-0.19	2.79	
-1.39	3.21		-0.19	3.21		-1.39	1.21		-0.19	1.21	

Menyra e shperndarjes se ngarkesave per kushte me pak te favorshme jane te shpjeguara ne paragrafet e meposhtem.

4.4.2 pafavorshme.

Skemat e ngarkimit te ngarkesave te trafikut per te realizuar kushtet me te

Tombino-ja objekt i ketij studimi eshte llogaritur sipas 3 skemave te ndryshme te ngarkimit: e para maksimizon sforcimet ne perkulje te soletes.; e dyta maksimizon forcen prerese ne solete; ne fund, e treta maksimizon shtytjen e dherave ne murin e majte te tombinos. Ne paragrafet me poshte jepet dhe pershkrimi i skemave te ngarkimit.

Momenti perkules maksimal ne soleten e sipërme

Vendosja e ngarkesave qe maksimizon momentin perkules ne soleten e struktutres perfthohet duke aplikuar ngarkesat tandem, simetrike ndaj me aksit vertikal te simetrise se struktutres. Ngarkesave tandem i shtohet ngarkesa e shperndare e barabarte me 9.00 kN/m².

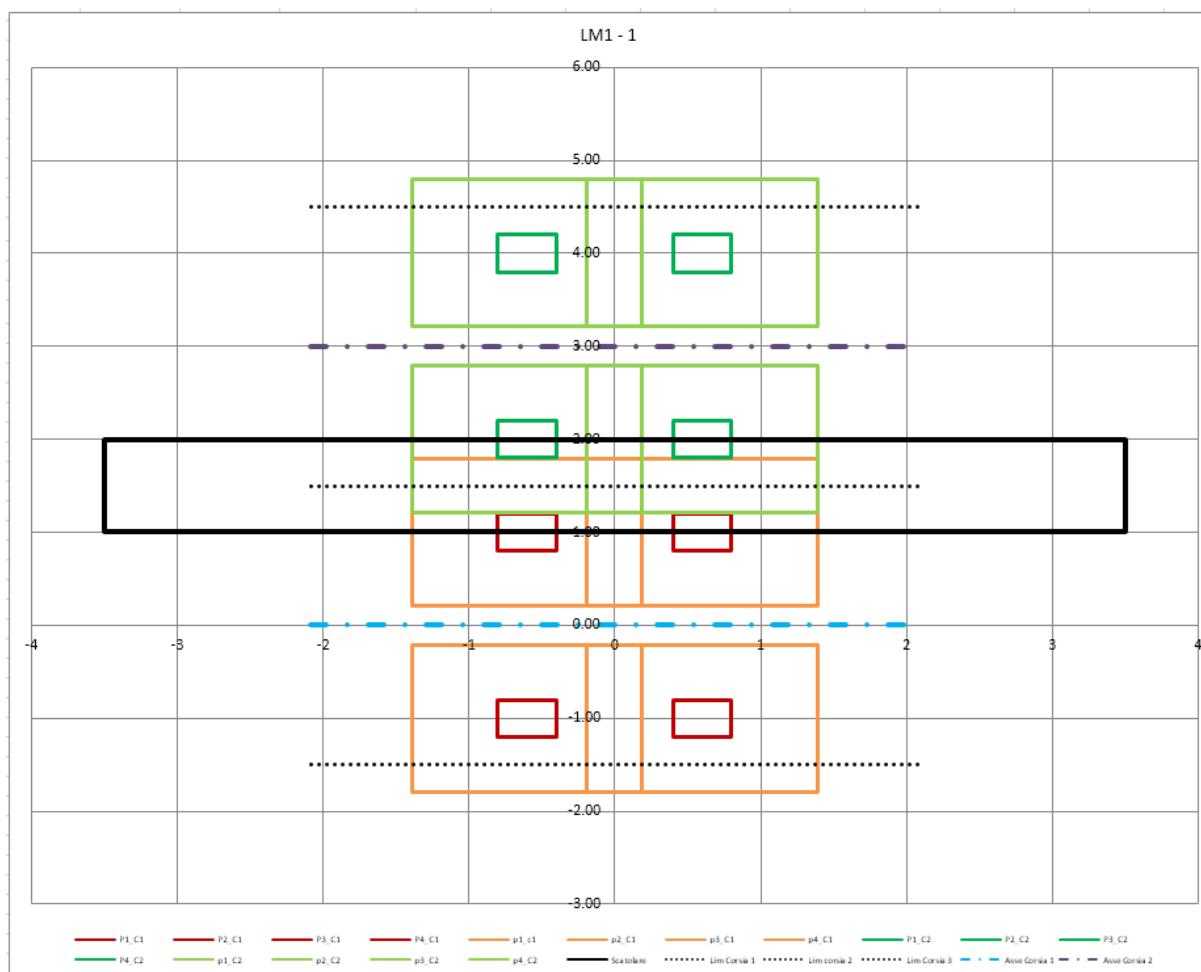


Figure 6 – Vendosja e ngarkesave qe maksimizon momentin perkules ne solete

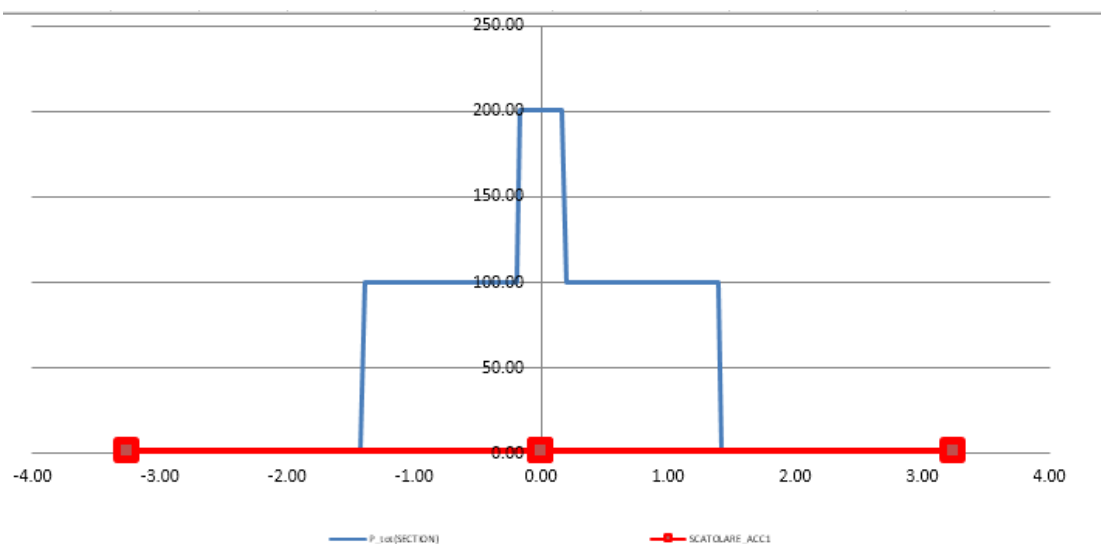
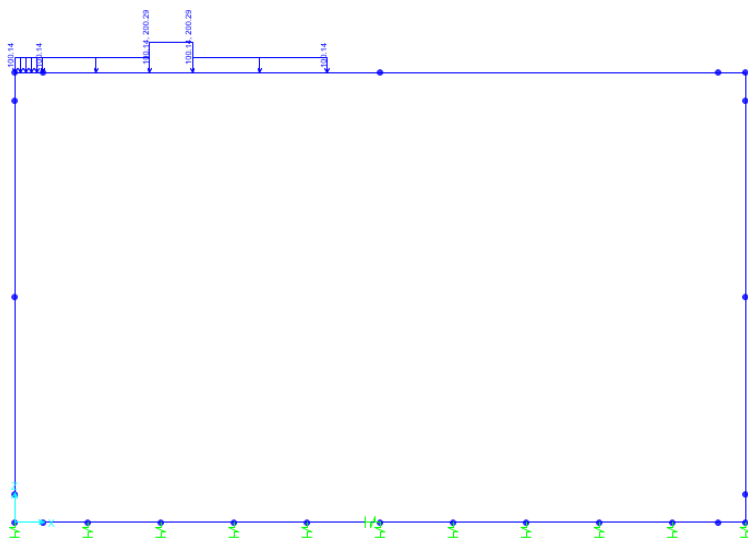


Figure 7 – Shperndarja e ngarkeses se trafikut qe maksimizon momentin perkules ne solete



Forca prerese maksimale ne soleten e sipërme

Vendosja e ngarkesave qe maksimizon forcen prerese ne soleten e sipërme te struktures perftohet duke aplikuar ngarkesat tandem afer mbeshtetjes se saj. Ngarkesave tandem i shtohet ngarkesa e shperndare e barabarte me 9.00 kN/m2.

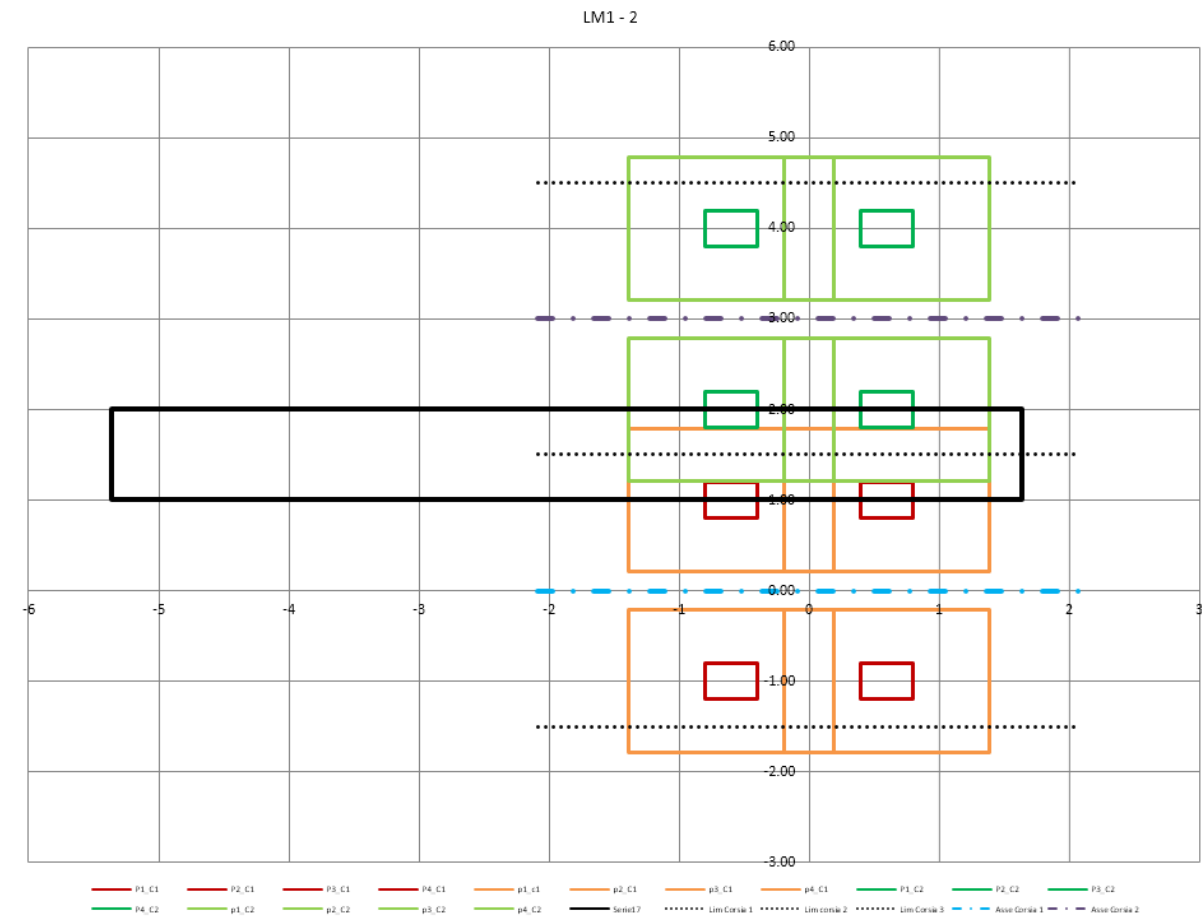


Figure 8 – Vendosja e ngarkesave qe maksimizon forcen prerese ne solete

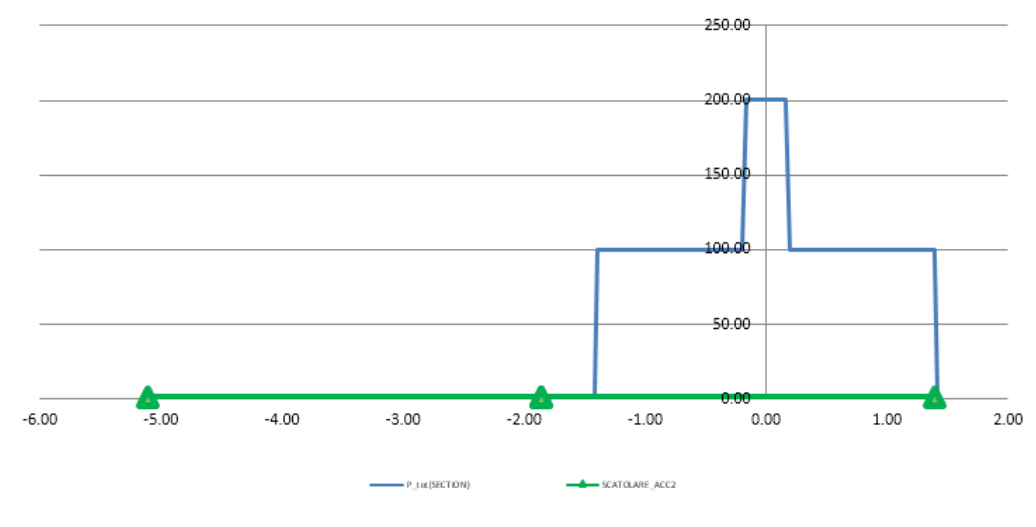
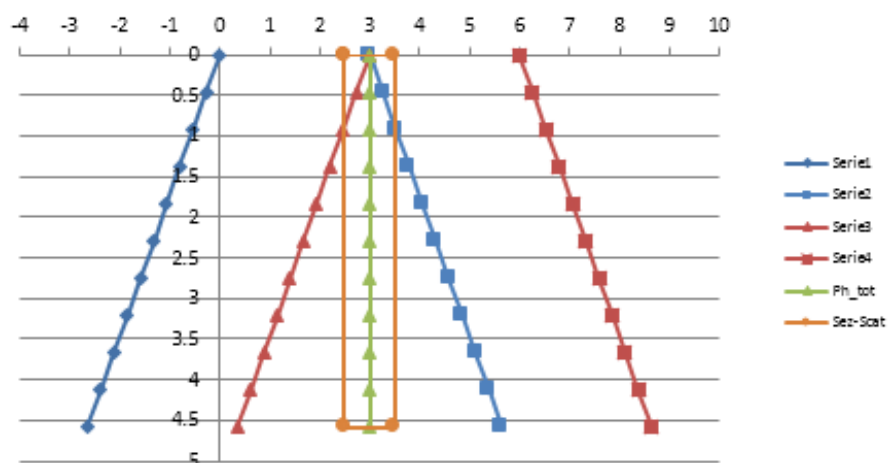


Figure 9 – Shperndarja e ngarkeses se trafikut qe maksimizon forcen prerese ne solete**Shtytja maksimale tek muri i majte i tombinos**

Ngarkesa tandem automobilistike ngjitur me muret e tombinos, per qellim te llogaritjes te shtytjes se dherave tek struktura, eshte llogaritur me ane te nje ngarkese te shperndare ekuivalente, me intensitet te barabarte me shumen e ngarkesave te perqendruara te ngarkeses tandem, e aplikuar ne nje siperfaqe 3.00×2.20 m. Gjithashtu eshte aplikuar nje shperndarje e ngarkeses me 30° . Ne tabelen e meposhtme jepen, te ndara ne korsi, ngarkesat e aplikuar.

Korsia n°1	$A = 3.0 \times 2.2 = 6.6 \text{ m}^2$	$P = 4 \times 150 = 600 \text{ kN}$	$q = 9 \text{ kN/m}^2$
Korsia n°2	$A = 3.0 \times 2.2 = 6.6 \text{ m}^2$	$P = 4 \times 100 = 400 \text{ kN}$	$q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Shtytja maksimale e cila vepron ne murin e struktures perftohet duke analizuar nje rrip me gjeresi 1 m te struktures (me ngjyre portokalli ne figuren e meposhtme) e pozicionuar ne mes te korsise se pare dhe te dyte. Ne grafik jane paraqitur shperndarjet e ngarkesave te shperndara ekuivalente te korsise se pare (bojeqielli) dhe te korsise se dyte (e kuqe).

**Figure 10** – Shperndarjet e ngarkesave te shperndara ekuivalente te korsise se pare (blu) dhe te korsise se dyte (e kuqe)

Shperndarja e shtytjes se dherave te terrenit ne murin e struktures jepet ne grafikun e meposhtem ne te cilin paraqiten, ne funksion te thellesise te kuotes se rruges, te shkaktuara nga ngarkesat tandem ekuivalente te korsise se pare (bojeqielli) dhe e korsise te dyte (e kuqe). Ne fund eshte shenuar me jeshile forca rezultante vepruese ne solete kjo e fundit e vleresuar si mbivendosja e efekteve te ngarkesave vepruese ne korsine e pare dhe ate te dyte.

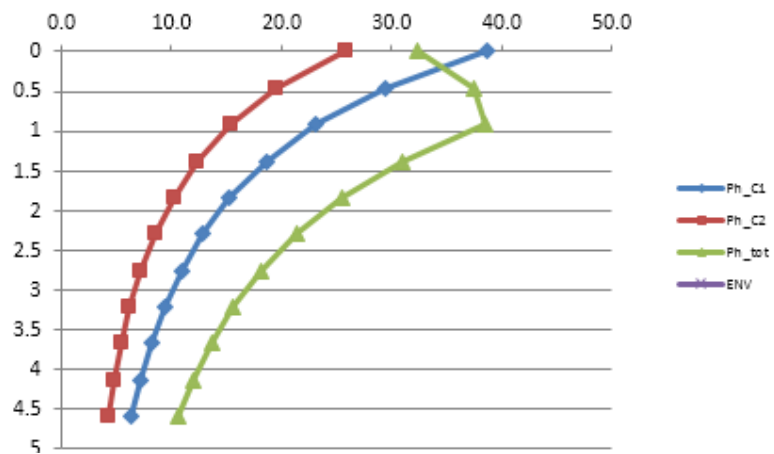


Figure 11 – Shperndarja e shytytjes se dherave te terrenit ne murin e strukture

Pervec ngarkesave te lartpermendura shtohet, si ngarkese e perqendruar ne nyjet 1 e 2 (per PVLX) dhe 3 e 4 (per PVRX), pjesa e shytytjes se ngarkesave te cilat veprojne ne 1/2 e lartesis se soletes dhe ne 1/2 e lartesis se themelit.

Ngarkesa Tandem:

Shtytja ne gjysmen e lartesis se soletes se sipërme:

$$F_{18,22} = 9.58 \text{ kN}$$

Shtytja ne gjysmen e lartesis se themelit: $F_{1,11} = 2.65 \text{ kN}$

Frenimi dhe nisja

Forca e frenimit/nxitimit eshte percaktuar sipas formule se meposhtme:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Ku me L eshte percaktuar gjatesia e soletes dhe e dy mureve te struktures tip drejtkendore. Forca e llogaritur ne kete menyre aplikohet uniformisht e shperndare ne gjatesine e seksionit drejtkendor (hapesire neto + 2 muret) dhe ne gjeresine e 3 m te korsise se pare, prej se ciles perfitohet vlera e meposhtme e ngarkeses e cila duhet te aplikohet pergjate aksit te struktures.

Braking

$$Q^* = 18.04 \text{ kN/m}$$

$$M_f = 10.65 \text{ kNm/m}$$

4.5 NGARKESA KLIMATERIKE**4.5.1 Ngarkesa termike uniforme**

Konsiderohet nje ndryshim termik uniform $\Delta T = 15.00^\circ\text{C}$ ne soleten e sipërme, duke aplikuar nje koeficient te bymimit linear termik me vlere $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

4.5.2 Ngarkesa termike diferenciale

Konsiderohet nje ndryshim termik diferencial $\Delta T = 5.00^\circ\text{C}$ ne soleten e sipërme, duke aplikuar nje koeficient te bymimit linear termik me vlere $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

4.5.3 Tkurrrja

Konsiderohet nje ndryshim termik uniform ekuivalent $\Delta T = -10.95^\circ\text{C}$ ne soleten e sipërme. Llogaritja behet nepermjet udhezimeve te EUROCODE 2-UNI EN1992-1-1, Nentor 2005.

Concrete at t=0

$f_{ck} =$	30 Mpa
$f_{cm} =$	38 MPa
$\alpha =$	0.00001
$E_{cm} =$	32836568 kN/m ²
cls tipo =	R
$k =$	1 correction coefficient for E_{cm}

$$E_{cm} = 32836568 \text{ kN/m}^2$$

Time and environment

$t_s =$	2 gg	age of the concrete (days) at the beginning of drying shrinkage (or swelling)
$t_o =$	2 gg	age of the concrete (days) at the beginning of loading
$t =$	25550 gg	age of the concrete (days)
$h_o = 2A_c/u =$	1000 mm	notional size (mm) of the cross-section
$A_c =$	500000 mm ²	concrete cross-sectional area
$u =$	1000 mm	perimeter of that part of the cross section which is exposed to drying
$RH =$	75 %	relative humidity

The creep coefficient $\phi(t, t_o)$ and tangent modulus of elasticity $E_c(t)$ at moment "t"

$$\phi(t, t_o) = \phi_o \beta_c(t, t_o) = 2.145$$

$$\phi_o = \phi RH \beta_{ch}(f_{cm}) \beta_{ct}(t_o) = 2.181 \text{ notional creep coefficient}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH / 100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_o}} \right] \alpha_1 \alpha_2 = 1.23 \text{ is a factor to allow for the effect of relative humidity on the notional creep coefficient}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} (35 / f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.944 \text{ coefficient to consider the influence of the concrete strength}$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} (35 / f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.984 \text{ coefficient to consider the influence of the concrete strength}$$

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.72532 \text{ is a factor to allow for the effect of concrete strength on the notional creep coefficient}$$

$$\beta_c(t_o) = \frac{1}{(0.1 + t_o^{0.30})} = 0.649 \text{ is a factor to allow for the effect of concrete age at loading}$$

$$t_o = t_0 \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 = 6.19 \text{ time 'to' modified in function of the cement type}$$

$a = 1$ is a power which depends on type of cement (-1 for Class S, 0 for Class N, 1 for Class R)

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} = 0.984 \quad \text{coeff. for the development of creep in time}$$

$$\beta_H = 1.5 \left[1 + (0.012 \cdot RH)^8 \right] h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 = 1439.6 \quad \text{is a coefficient depending on the relative humidity (RH in %) and the notional member size (} h_0 \text{ in mm)}$$

$$\alpha_3 = \begin{cases} (35 / f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.960 \quad \text{coefficient to consider the influence of the concrete strength}$$

modulus of elasticity at time "t" equal to:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 10440265 \text{ kN/m}^2$$

Shrinkage strain

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{ad}(t) + \varepsilon_{cd}(t) = 0.000344 \quad \text{total shrinkage strain } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_s \varepsilon_{cd,0} = 0.000294 \quad \text{drying shrinkage strain}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.952825$$

$K_h = 0.7$ is a coefficient depending on the notional size h_0 according to the following table

Valori di K_h

h_0	K_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥500	0.70

K_h values between those of the prospect above are calculated by linear interpolation

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[220 + 110 \alpha_{d1} \right] \cdot \exp \left(-\alpha_{d2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) 10^{-6} \beta_{RH} = 0.000441 \quad \text{basic drying shrinkage strain}$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 0.896094$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6 \quad \text{is a coefficient which depends on the type of cement (3 per Classe S, 4 per Classe N, 6 per Classe R)}$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11 \quad \text{is a coefficient which depends on the type of cement (0.13 per Classe S, 0.12 per Classe N, 0.11 per Classe R)}$$

$$\varepsilon_{at}(t) = \beta_{at}(t) \quad \varepsilon_{at00} = 0.000050 \quad \text{is the autogenous shrinkage strain}$$

$$\beta_{at}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1$$

$$\varepsilon_{cao0} = 2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} = 0.00005$$

Uniform thermal variation equivalent to the effect of shrinkage:

$$\Delta T_{shro} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) \cdot E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) \cdot E_{cm} \cdot \alpha} = -10.95 \text{ } ^\circ\text{C}$$

The shrinkage effect is considered acting only on the top slab.

4.6 NGARKESAT SIZMIKE

Ne perputhje me Eurocode 8 “Projektimi i strukturave per rezistencen ndaj termeteve” – Pjesa 1: Rregulla te pergjithshme, veprimi sizmik dhe rregullat per ndertesat, verifikimet strukture jane kryer me metodën e gjendjeve kufitare semi-probalbilistike.

Strukturat ne rajonet sizmike duhet te projektohen dhe ndertohen ne menyre te tille, qe, me nje shkalle adekuatë besueshmerie, te kenaqen kerkesat qe vijojne:

- Kerkesa e mos-shembjes

Struktura duhet te projektohet dhe ndertohet e tille qe te perballoje veprimin sizmik projektues te perkufizuar ne Seksionin 3, pa pesuar shembje lokale apo teresore, duke ruajtur keshtu integritetin e saj strukturor, si dhe nje kapacitet ngarkese-mbajtes mbetes, pas veprimeve sizmike. Veprimi projektues sizmik shprehet nepermjet: a) veprimit reference sizmik qe lidhet me nje probabilitet reference kalimi te tij, PNCR, ne 50 vjet ose me nje periudhe reference te rikthimit, TNCR; dhe b) faktorit te rendesise γ_I (shih EN 1990:2002, si dhe pikat (2)P dhe (3)P te kesaj klauzole) per te marre parasysh diferencimin e besueshmerise.

Shenim 1: Vlerat qe u caktohen PNCR ose TNCR per t’u perdorur ne nje vend, mund te gjenden ne Aneksin perkates Kombetar te ketij dokumenti. Vlerat e rekomanduara per PNCR ose TNCR jane: PNCR = 10% dhe TNCR = 475 vjet.

Shenim 2: Vlera e probabilitetit te kalimit, PR ne TL vjet e nje niveli te caktuar te veprimit sizmik lidhet me periudhen mesatare te rikthimit, TR, te ketij niveli te veprimit sizmik me ane e shprehjes: $TR = -TL / \ln(1 - PR)$. Keshtu, per nje TL te dhene, veprimi sizmik mund te specifikohet ne menyre ekuivalente ose me ane te periudhes se tij mesatare te rikthimit, TR, ose me ane te probabilitetit te kalimit, PR ne TL vjet.

- Kerkesa e kufizimit te demtimeve

Struktura duhet te projektohet dhe ndertohet e tille, qe nje veprim sizmik, i cili kundrejt veprimit sizmik projektues ka nje probabilitet me te madh qe te ndodhe, ajo ta perballoje pa pesuar demtime dhe kufizime persa i perket perdorimit (funksionalitetit), kostoja e te cilave do te ishte shume me e larte ne krahasim me koston e vete strukture. Veprimi sizmik qe duhet te merret parasysh per “kerkesen e kufizimit te demtimeve” ka nje probabilitet kalimi, PDLR, ne 10 vjet dhe nje periudhe perseritjeje, TDLR. Ne mungese te te dhenave me te sakta, per verifikimin e “kerkeses se kufizimit te demtimeve”, mund te perdoret faktori i reduktimit ndaj veprimit sizmik projektues ne perputhje 4.4.3.2 (2).

Shenim 3: Vlerat qe u caktohen PNCR ose TNCR per t’u perdorur ne nje vend, mund te gjenden ne Aneksin perkates Kombetar te ketij dokumenti. Vlerat e rekomanduara PDLR ose TDLR jane: PDLR = 10% dhe TDLR = 95 vjet.

Me qellim qe te kenaqen kerkesat themelore te dhena ne 2.1 (EN 1998: Pjesa 1), duhet te kontrollohen gjendjet kufitare vijuese (shih 2.2.2 dhe 2.2.3):

- gjendjet e fundit kufitare;
- gjendjet e kufizimit te demtimeve;

Per definimin e veprimit sizmik, eshte e nevojshme te specifikohet periudha reference e rikthimit, ne varesi te gjendjes kufitare te marre ne konsiderate:

- Koha nominale e strukture ose *Jetegjatesia projektuese e strukture*.

Bazuar tek EN 1990 : EUROCODE: BAZAT E PROJEKTIMIT TE STRUKTURAVE, Jetegjatesia projektuese e strukture eshte e definuar ne tabelen e meposhtme:

Tabela 2.1–Treguesi i jetëgjatësisë projektuese

Kategoria e jetëgjatësisë projektuese	Treguesi i jetëgjatësisë projektuese (në vite)	Shembuj
1	10	Struktura të përkohshme ⁽¹⁾
2	10 deri 25	Pjesë strukturore të zëvendësueshme p.sh. trarë vinç-ure, aparate mbajtëse (mbështetëse)
3	15 deri 30	Struktura bujqësore dhe të ngjashme
4	50	Struktura ndërtimi dhe struktura të tjera të zakonshme
5	100	Struktura ndërtimore monumentale, ura dhe struktura të tjera të Inxhinierisë civile

⁽¹⁾ Këshillohet që strukturat apo pjesët e strukturave që mund të çmontohen me qëllim ripërdorimin, të mos konsiderohen si të përkohshme.

Tombino beton arme tip drejtkëndor, objekt i këtij relacioni, është i përfshirë në kategorinë N.4 të jetëgjatësisë së strukturave, pra jetëgjatësia e tij është 50 vjet.

- Klasa e rendesise.

Sipas Eurocode 8 - Projektimi i strukturave prej termeteve - Pjesa 2: Ura - Përkufizimet e klasave të rendesise për urat në një vend mund të gjenden në Aneksin Kombëtar. Klasifikimi i rekomanduar është për tre klasa të rendesise, si vijon:

Në përgjithësi urat rrugore dhe hekurudhore konsiderohen në klasën e rendesise II (rendesi mesatare), me përjashtimet e shënuara në vijim:

Klasa e rendesise III përfshin urat e rendesise së lartë për ruajtjen e komunikimeve, veçanërisht në periudhën e ndërmjetme pas terretit, urat shkatërrimi i të cilave shoqërohet me një numër të madh viktimash të mundshme si dhe urat ku jetëgjatësia projektuese është më e madhe se ajo që kërkohej normalisht.

Një urë mund të klasifikohet në klasën e rendesise I (më pak se rendesia mesatare) kur plotësohen dy kushtet vijuese:

-Ura nuk është e rëndësishme për nderlidhje, dhe

-Nuk përliqet nga ana ekonomike adoptimi i probabilitetit reference të kalimit, PCNR, në 50 vjet, për veprimin sizmik projektues, as adoptimi i jetëgjatësisë standarde projektuese prej 50 vjetësh të urës

Klasat e rendesise I, II, III korrespondojnë afërsisht me klasat e demtimeve, përkatesisht CC1, CC2 dhe CC3, të dhëna në EN 1990:2002, B3.1.

Vlerat e faktorit të rendesise γ_I , janë të dhëna në tabelën e mëposhtme (vlera të rekomanduara):

Table 2: Bridge Importance Classes

Importance Class		γ_I
Greater than average	III	1.30
Average	II	1.00
Less than average	I	0.85

- Periudha reference e rikthimit, TNCR.

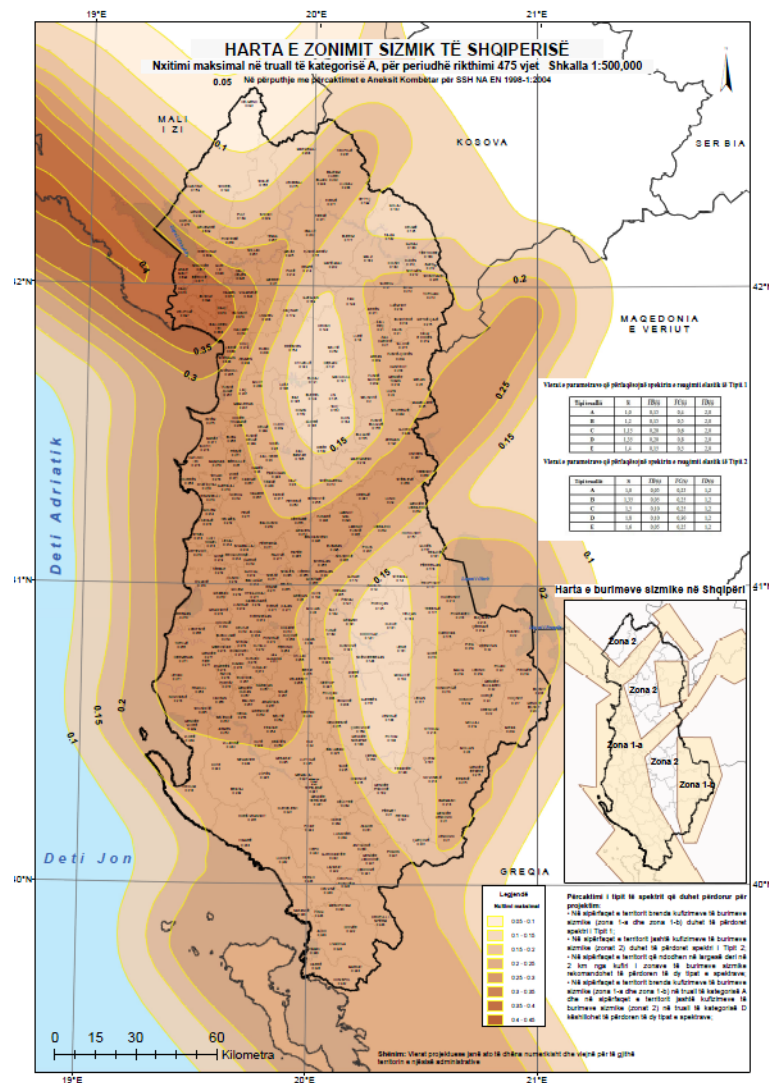
Për strukturën tip drejtkëndor, veprimi reference sizmik (që korrespondon me $\gamma_I = 1,0$) zakonisht reflekton një ngjarje sizmike me një periudhë reference të rikthimit, TNCR, prej 475 vjetësh. Një ngjarje e tillë ka një probabilitet të kalimit midis 0,10 dhe 0,19 për një jetëgjatësi projektuese e klasifikuar përkatesisht midis 50

dhe 100 vjet. Ky nivel i veprimit projektues aplikohet per shumicen e urave qe konsiderohen me rendesi te mesme, dhe gjithashtu ne rastin e seksionit tone tip drejtkendor.

Ne varesi te vendit ku tombino drejtkendore ndodhet merret ne llogari vlara e ag. Per tombinon tone ag=0.266.

Nga libri “Sizmiciteti, Sizmotektonika dhe Vleresimi i rrezikut sizmik ne Shqiperi” (Shyqyri Aliaj, Siasi Kociu, Betim Muco, Eduard Sulstarova), Aneksi I – Tabelat e rrezikut sizmik per Shqiperine – Tabela 1”, vlerat respektive te ag per 2 gjendjet kufitare; 1) gjendja e fundit kufitare 2) gjendja e kufizimit te demtimeve; jane si me poshte:

Pga /475vj	Kat. trualli
0.266	C



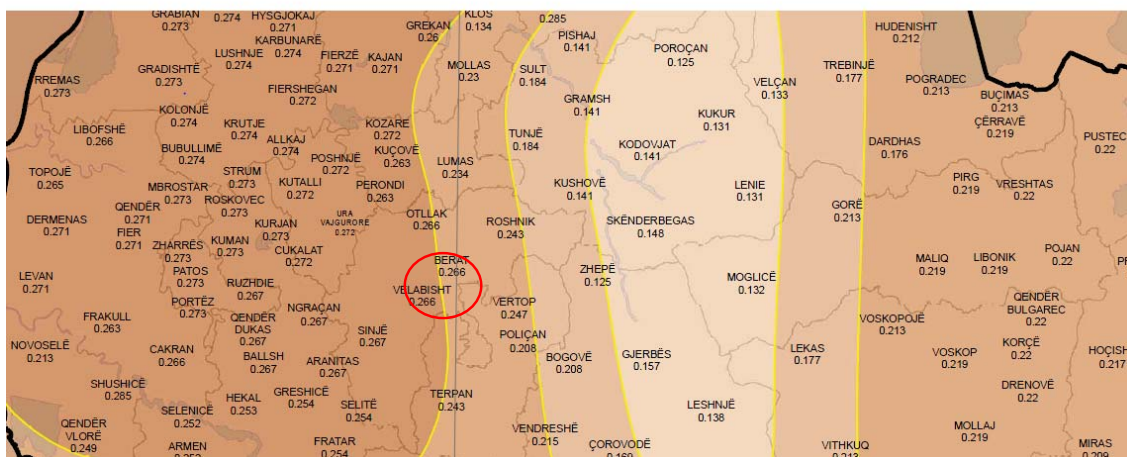


Figura 12– Harta e Nxitimit Maksimal të Truallit (m/s^2) me periode kthimi prej 475 vjetesh, per Tipin A të truallit, botimi “Sizmiciteti, tektonika dhe vleresimi i rrezikut sizmik ne Shqiperi”.

Nga relacioni gjeoteknik, kryesisht per pershkrimin e karakteristikave gjeologjike te njesive litologjike konkludohet se kategoria e tokes eshte C.

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SP\Gamma}$ (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	–	–
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	–	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

Table 1- Tipet e truallit sipas EN-1998-1

Per spektrin e rekomanduar te reagimit elastik horizontal, parametrat sizmike per Tipin 1, jane te dhena ne tabelen e meposhtme:

Tabela 3.2: Vlera të parametrave që përshkruajnë spektrin e rekomanduar të reagimit elastik të tipit 1

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

Per spektrin e rekomanduar te reagimit elastik vertikal, parametrat sizmike per Tipin 1, jane te dhena ne tabelen e meposhtme:

Tabela 3.4 Vlerat e rekomanduara të parametrave që përshkruajnë spektrat vertikale të reagimit elastik

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

Per qellim te analizes pseudo-statike, veprimi sizmik duhet te perfaqesohet nga nje grup forcash statike horizontale dhe vertikale te barabarta me prodhimin e forcave te gravitetit me nje koeficient sizmik.

Veprimi sizmik vertikal duhet te konsiderohet si nje veprim me drejtim per lart ose per poshte, per te krijuar keshtu efektin me te pafavorshem.

Intensiteti i nje force te tille ekuivalente sizmike, per nje zone te dhene sizmike varet, nga vlera e zhvendosjes te perhershme, e cila eshte njeheresh e pranuar dhe e lejuar nga zgjidhja e pranuar strukturore.

Ne mungese te studimeve te vecanta, koeficientet sizmike horizontale (k_h) dhe vertikale (k_v), qe ndikojne te gjitha masat duhet te merren si:

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} \quad (7.1)$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h \quad \text{në qoftë se } a_{vg}/a_g \text{ është më e madhe se 0.6} \quad (7.2)$$

$$k_v = \pm 0.33 k_h \quad \text{në rastet e tjera} \quad (7.3)$$

$$\alpha = \frac{a_{gR} \cdot \gamma_1}{g}$$

ku faktori r merr vlerat e renditura ne Tabelen 7.1 qe varen nga tipi i struktures mbajtese. Per mure jo me te larte se 10 m, koeficienti sizmik duhet te merret konstant pergjate gjithe lartesisë. Ne rastin e tombinos tip drejtkendor, objekt i ketij relacioni, kjo strukture konsiderohet me faktor $r=1$.

Tabela 7.1 – Vlera e faktorit r për llogaritjen e koeficientit sizmik horizontal

Tipi i strukturës mbajtëse	r
Mure gravitacional të lirë të cilët mund të pranojnë një zhvendosje deri në $d_r = 300\alpha \cdot S$ (mm)	2
Mure gravitacional të lirë të cilët mund të pranojnë një zhvendosje deri në $d_r = 200\alpha \cdot S$ (mm)	1.5
Mure elastike beton arme, mure të ankoruar ose mbajtës, muret prej betoni të armuar të mbështetur në pilota vertikale, muret kufizues të bazamentit dhe shpatullat e urës	1

4.6.1 Shtytja shtese e dheut nga veprimi sizmik (SISLX)

Shtytjet e dherave, duke konsideruar tombinon nje strukture rigjide dhe pa spostime (Eurokodi 8: Projektimi i strukturave rezistente ndaj termetit – Pjesa 5: Themelet, strukturat mbajtese dhe aspekte gjeoteknike), jane llogaritur ne gjendje qetesie te dheut e cila perfshin llogaritjen e forces sizmike ne te tilla kushte; rritja e shtytjes se dheut per efekt dinamik mund te llogaritet nepermjet metodes se WOOD-it e vlefshme per mure qe pranojne spostime te vogla:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Dhe kjo force i shtohet shtytjes statike te dheut te llogaritur ne gjendje qetesie.

Pika e aplikimit te shtytjes e cila na intereson per tombinon pozicionohet tek $h_{tomb}/2$, me “ h_{tot} ” nga lartesia e projektit deri tek themeli dhe h_{tomb} lartesia e tombinos.

Duke qene “ ΔP_d ” rezultatja globale, dhe diagrami i shtytjes e tipit drejtkendore, vlera e shtytjes sizmike e cila vepron tek muret anesore te seksionit drejtkendror llogaritet si me poshte:

$\Delta p = S \cdot (a_g/g) \cdot \gamma \cdot H =$	15.70	kN/m ²	Wood	DLR-Damage Lim. Req.
$\Delta p = S \cdot (a_g/g) \cdot \gamma \cdot H =$	31.41	kN/m ²	Wood	NCR-No-Collapse Req.

Pervec ngarkesave te lartpermendura shtohen dhe, si ngarkesa te perqendruara tek nyjet 1 dhe 2, pjesa e shtytjes e cila vepron ne 1/2 e spesorit te soletes se sipërme dhe ne 1/2 e spesorit te themelit.

Shtytja sizmike ne gjysmen e trashesise te soletes se sipërme
 $F_{18,22} = 3.93 (7.85) \text{ kN}$

Shtytja sizmike ne gjysmen e trashesise te themelit
 $F_{1,11} = 3.93(7.85) \text{ kN}$

4.6.2 Forcat sizmike horizontale

Forca sizmike eshte e perfaqesuar nga shuma e disa forcave statike horizontale, te dhena nga produkti i forcave te gravitetit me koeficientet sizmike te percaktuar me lart dhe te aplikuar ne qendren e gravitetit te secilit element. Masat sizmike jane vleresuar duke marre ne konsiderate forcat qe vijne nga ngarkesat e trafikut me koeficient te barabarte me 0.20.

Horizontal inertial forces on the box culvert and on the embankment soil of the top slab DLR

$F_{o, \text{Road pav. + embank + conc. screed}} =$	$\pm$	0.64	kN/m ²
$F_{o, \text{slab}} =$	$\pm$	1.07	kN/m ²
$F_{o, \text{sidewall}} =$	$\pm$	1.07	kN/m ²

Horizontal inertial forces on the box culvert and on the embankment soil of the top slab NCR

$F_{o, \text{Road pav. + embank + conc. screed}} =$	$\pm$	1.28	kN/m ²
$F_{o, \text{slab}} =$	$\pm$	2.13	kN/m ²
$F_{o, \text{sidewall}} =$	$\pm$	2.13	kN/m ²

4.6.3**Forcat sizmike vertikale**

Veprimi sizmik eshte e perfaqesuar nga shuma e disa forcave statike vertikale, te marra nga prodhimi i forcave te gravitetit me koeficientet sizmike te definuar me lart, nga te cilet komponentja vertikale konsiderohet vepruese me drejtim per lart dhe me drejtim per poshte, ne menyre qe te prodhojme efektet me te disfavorshme. Masat sizmike jane vleresuar duke konsideruar veprimet e ardhura nga ngarkesat e trafikut rrugor me nje koeficient prej 0.20 duke qene ngarkesa rrugore maksimale ne perputhje me EN 1998: Pjesa 2, Kapitulli 4, paragrafi 4.1.2 (4)P.

Vertical inertial forces on the box culvert and on the embankment soil of the top slab DLR

$F_{v, \text{traffic load}} =$	$\pm$	0.97	kN/m ²
$F_{v, \text{Road pav.+embank+conc.screed}} =$	$\pm$	0.32	kN/m ²
$F_{v, \text{top slab}} =$	$\pm$	0.53	kN/m ²
$F_{v, \text{bottom slab}} =$	$\pm$	0.53	kN/m ²
$F_{v, \text{top slab tot.}} =$	$\pm$	1.82	kN/m ²
$F_{v, \text{sidewall}} =$	$\pm$	0.53	kN/m ²

Vertical inertial forces on the box culvert and on the embankment soil of the top slab NCR

SLV

$F_{v, \text{traffic load}} =$	$\pm$	1.93	kN/m ²
$F_{v, \text{Road pav.+embank+conc.screed}} =$	$\pm$	0.64	kN/m ²
$F_{v, \text{top slab}} =$	$\pm$	1.07	kN/m ²
$F_{v, \text{bottom slab}} =$	$\pm$	1.07	kN/m ²
$F_{v, \text{top slab tot.}} =$	$\pm$	3.64	kN/m ²
$F_{v, \text{sidewall}} =$	$\pm$	1.07	kN/m ²

5 MODELI LLOGARITES

Si model llogarites (te shihen figurat e meposhtme) eshte marre skema statike e nje telajo te mbyllur i analizuar nepermjet nje analize elastiko-lineare nepermjet programit llogarites me elemente te fundem SAP2000.

Ndarja e telajos (te shihen figurat e meposhtme) eshte e perbere nga 26 elemente dhe 24 nyje. Ky telajo realizohet nepermjet vijave te aksit te seciles membrature per me teper, elementet shufer te modelit do te kene gjatesi te barabarta me dimensionet e brendshme neto te mbledhura me gjysmen e trashesise te elementeve shufer perkates.

Analiza strukturale eshte realizuar me metoden e spostimeve per vleresimin e gjendjes se sforcuar dhe deformuar te shkaktuar nga ngarkesat statike.

Terreni modelohet duke perdorur metoden e sustave elastike sipas metodes Winkler.

Foundation soil

Young's Modulus	E	20000.00	kN/m ²
Number of springs	n	11.00	per unit length
Spring's constant	kv	7269	kN/m ³ (Vogt)
Distance from found. intrados to road surf.		4.84	m

Themeli ndahet ne 10 elemente ne menyre qe te skematizojme veprimin terren-strukture, nepermjet sustave te vendosura.

Duke konsideruar nje numer sustash elastike te barabarte me 11, vlera karakteristike e sustes llogaritet nepermjet formulave te Vogt:

$$k_s = \frac{1.33 \cdot E}{\sqrt[3]{bt^2 \cdot bl}}$$

- Ks = kostante e mbeshitetjes se themelit [F/L³]

- bt = dimension terthor i vepres

- bl = dimendion gjatesor i vepres

- E = moduli i Young-ut i terrenit

Ne kete relacion adaptohet nje modul i reaksionit vertikal:

$$K_v = 8056 \text{ kN/m}^3$$

Nepermjet kesaj vlere perftohen vlerat e seciles prej sustave, duke perftuar per 5 sustat qendrore nje vlere prej:

$$K_{qendrore} = K_s \cdot (L_p/2 + L_{int} + L_p/2) / 10$$

$$K_7, \dots, K_{11} = 4725 \text{ kN/m}$$

Vlerat e sustave ne skaje merren me formulen e meposhtme:

$$K_1 = K_3 = 2 \cdot K_s \cdot [(L_p/2 + L_{int} + L_p/2) / 10/2 + (L_p/2)] = 8360 \text{ kN/m}$$

dhe ne fund vlerat e sustave ne nyjet 5, 6, 12 dhe 13 si ne literature marrin vlerat:

$$K_5 = K_6 = K_{12} = K_{13} = 1.5 * K_{qendrore} = 7087 \text{ kN/m}$$

Nga efektet e karakteristikave gjeometrike te elementeve shufer te ndryshem eshte caktuar:

- nje seksion drejtkendore $b \times h = 1.00 \times 0.50 \text{ m}$ per soleten e sipërme
- nje seksion drejtkendore $b \times h = 1.00 \times 0.60 \text{ m}$ per themelin
- nje seksion drejtkendore $b \times h = 1.00 \times 0.50 \text{ m}$ per muret

Per elementet shufer te rames plane jane caktuar:

$$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 32588 \text{ MPa} ; \text{ moduli elastik i betonit } (R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2)$$

Skema statike e struktures dhe numrat e nyjeve dhe te elementeve shufer jane caktuar ne figurat e meposhtme:

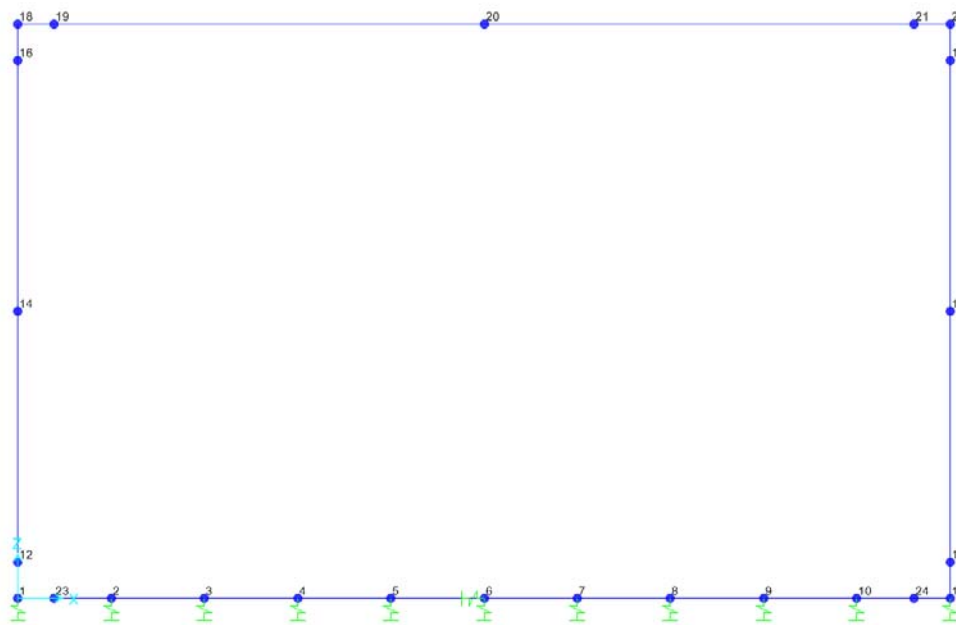


Figure 13 – Numerimi i nyjeve

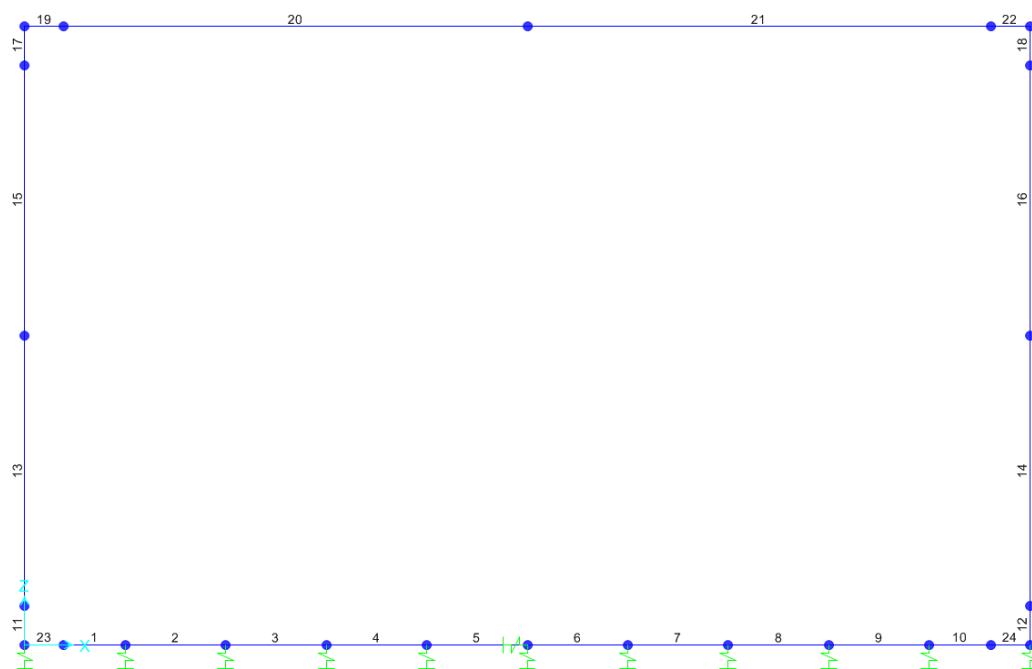


Figure 14 – Numerimi i elementeve

Ne vijim tregohet edhe pamje 3D e modelit ne programin Sap 2000.

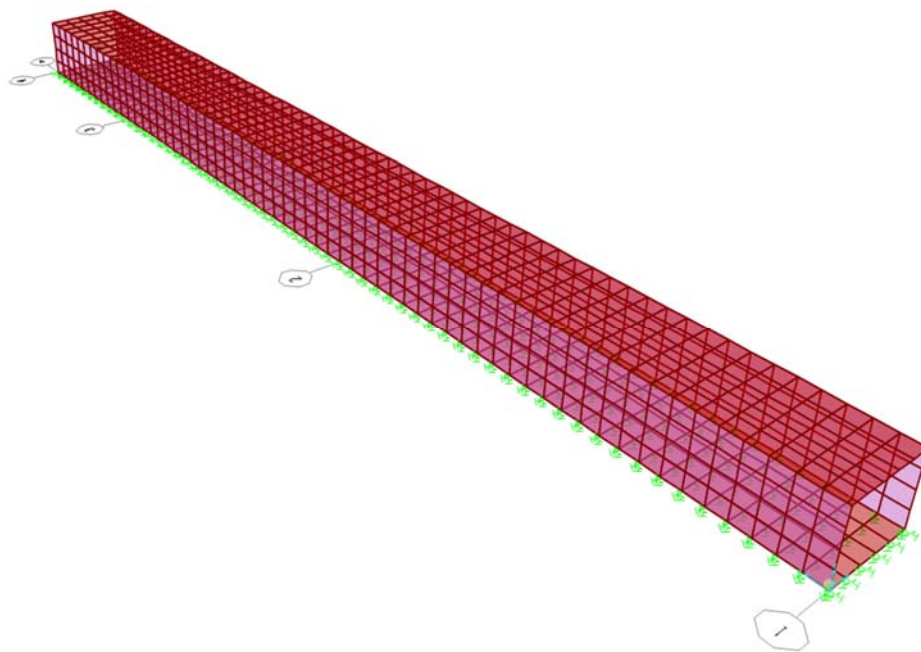


Figura 15– Pamje 3D e modelit

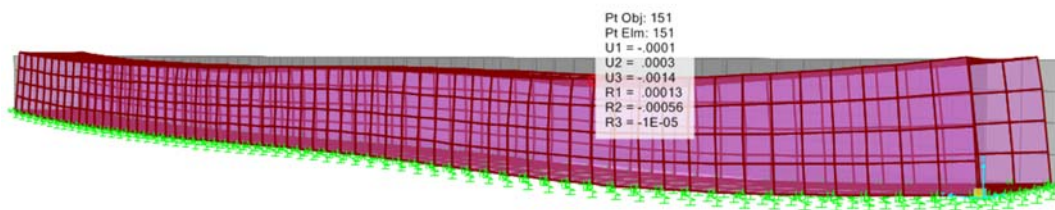


Figura 16– Skema e deformuar

6 FORCAT E BREND SHME NGA PROGRAMI

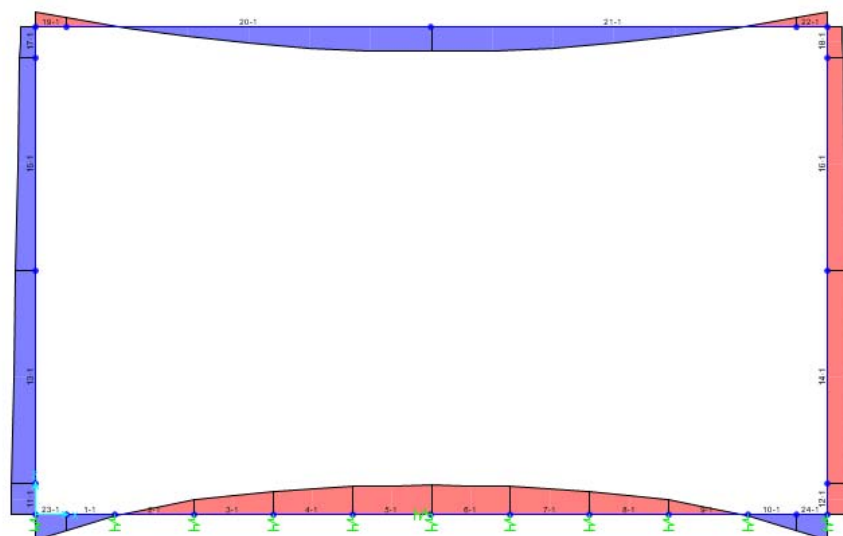


Figure 17 –Epjura e momente nga pesha vetjake .

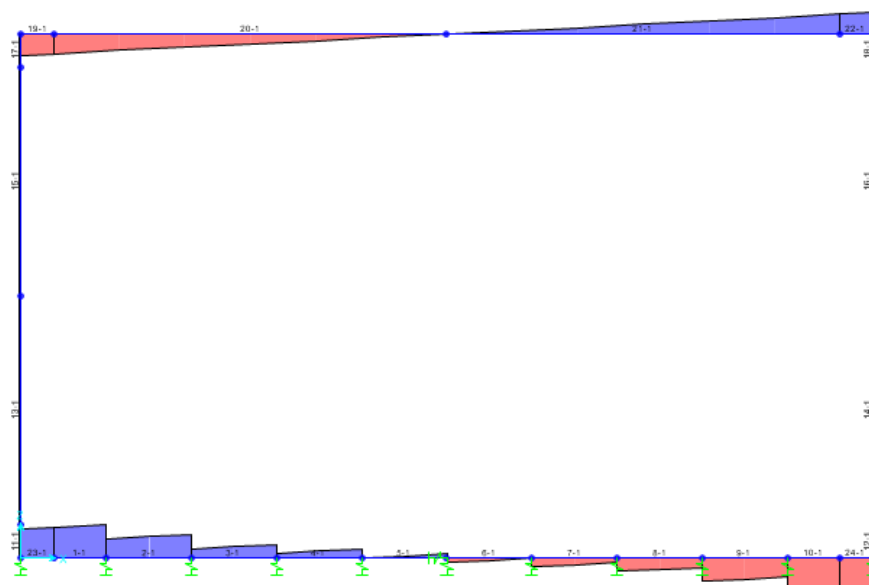


Figure 18 - Epjura e forces prerese nga pesha vetjake

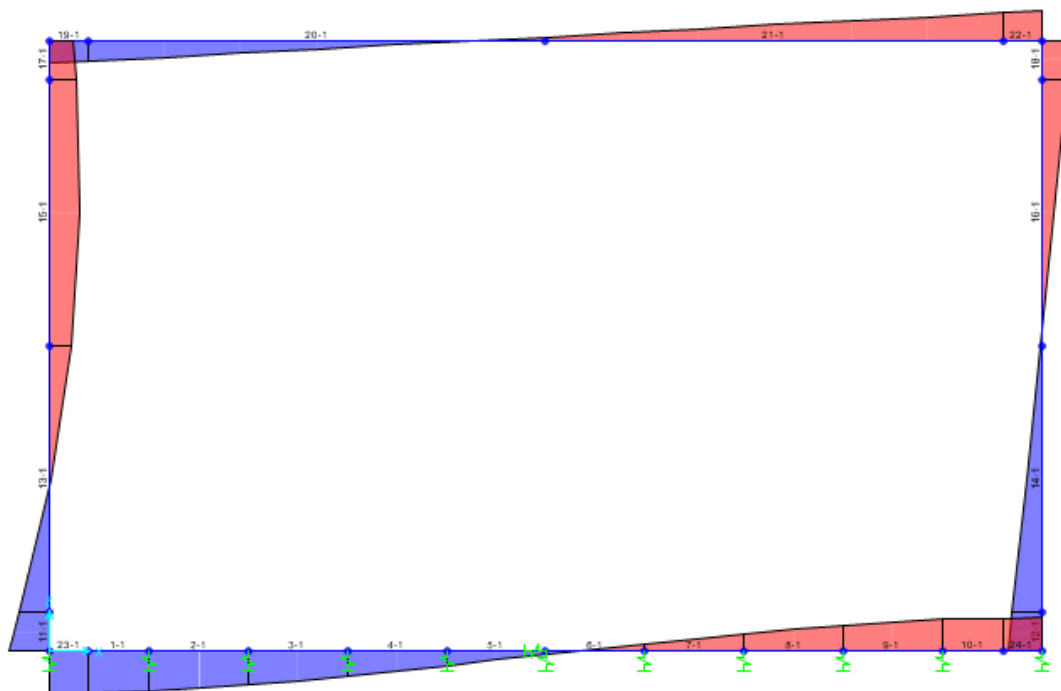


Figure 19 - Epjura e momenteve nga Pushroad LX

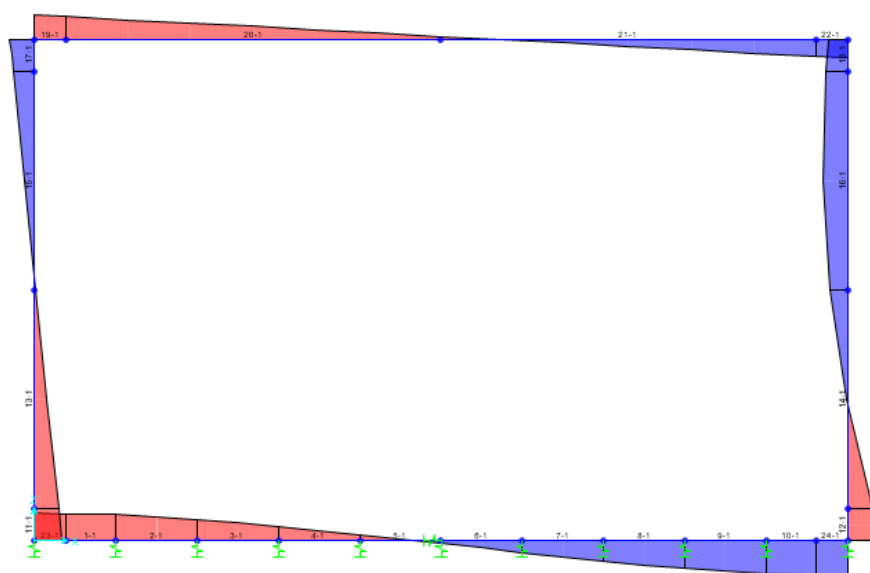


Figure 20 - Epjura e momenteve nga Pushroad Rx

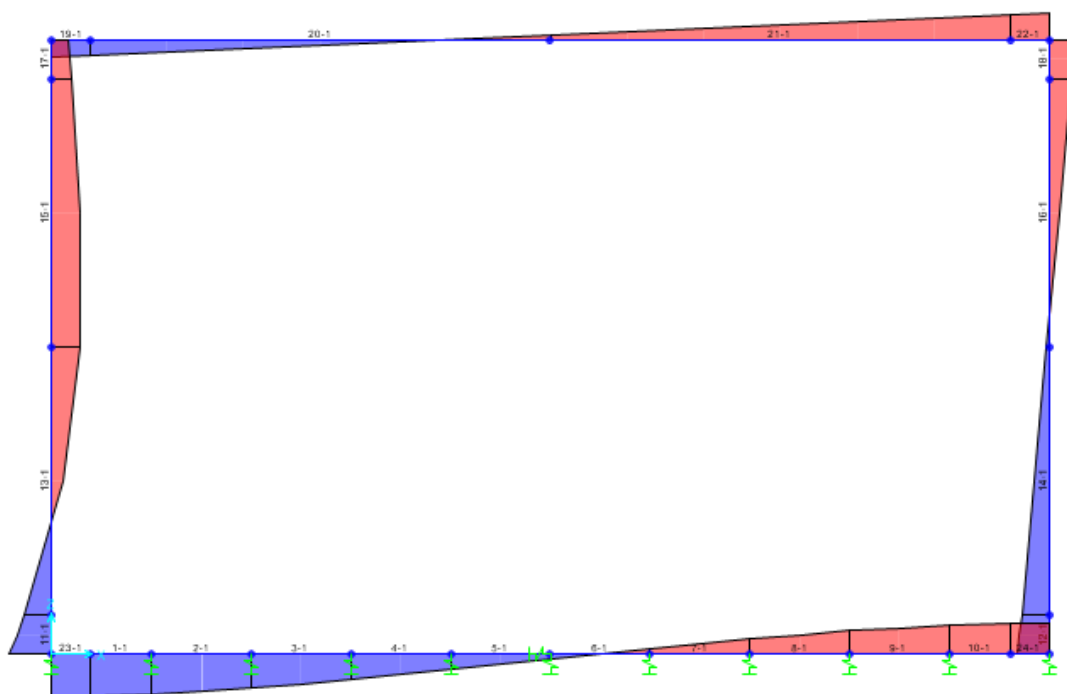


Figure 21 - Epjura e momenteve nga PTLX

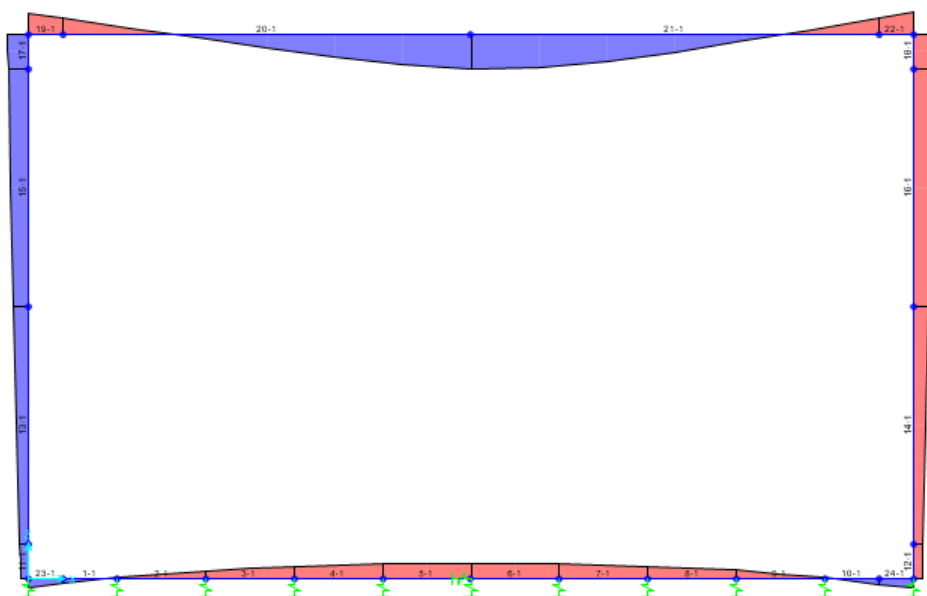


Figure 22 - Epjura e momenteve nga LM1

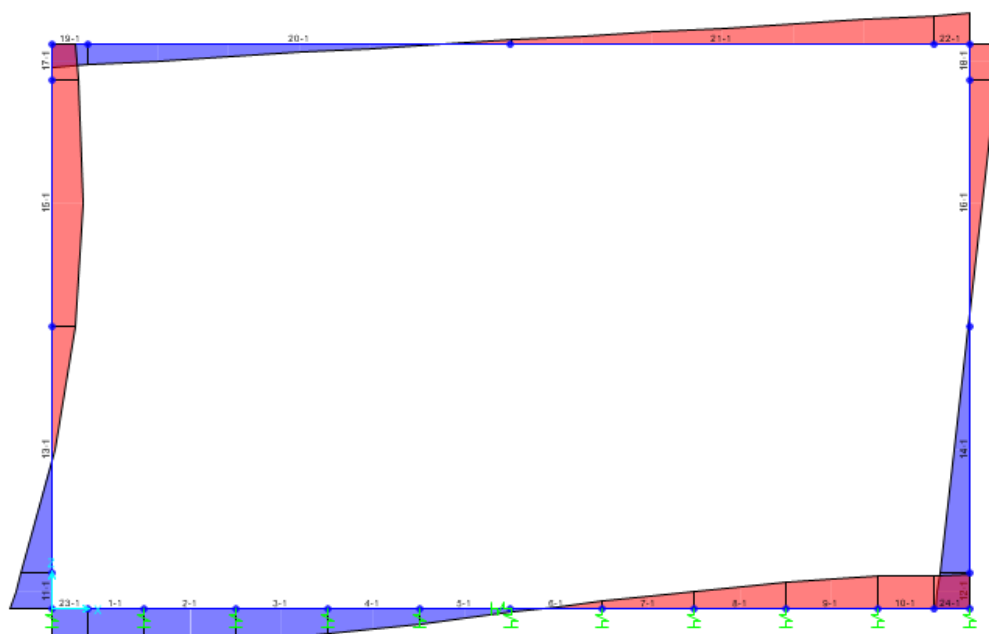


Figure 23 - Epjura e momenteve nga PVLX

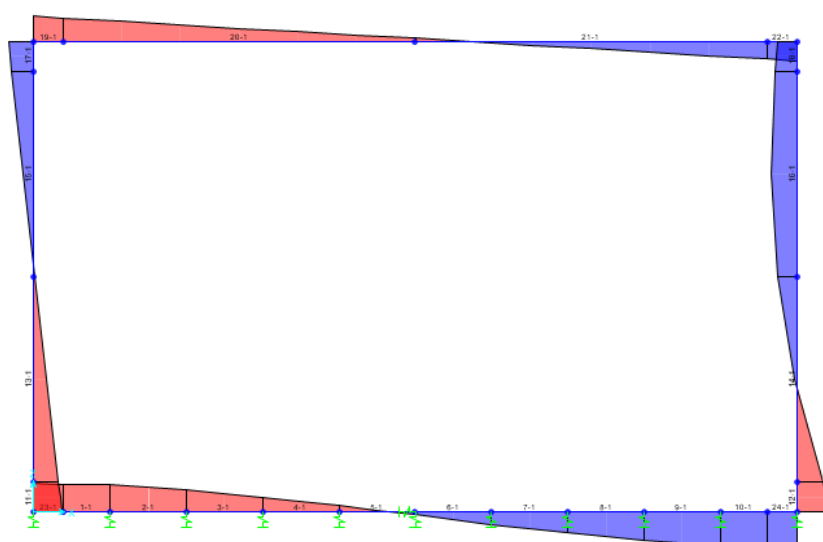


Figure 24 - Epjura e momenteve nga PVRX

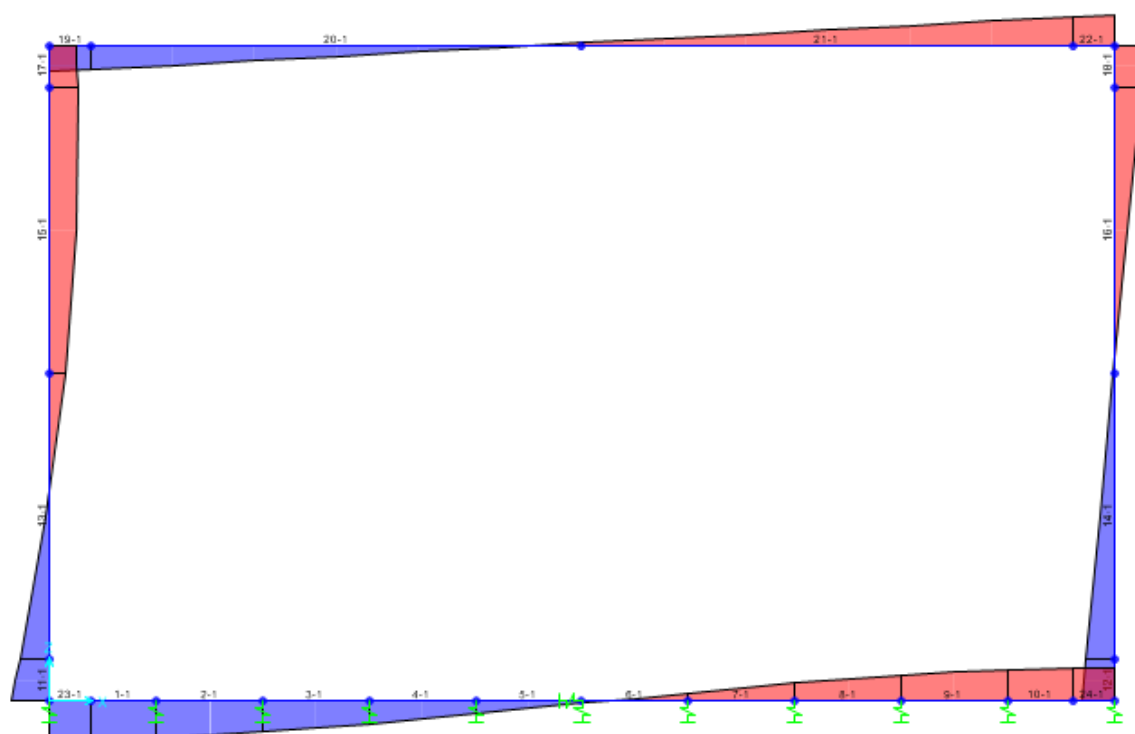


Figure 25 - Epjura e momenteve nga PVLX TANDEM

7 NGARKESA ELEMENTARE DHE KOMBINIMI I TYRE

7.1 KUSHTET ELEMENTARE TE NGARKIMIT

Ne tabelen e meposhtme pershkruhen ngarkesat e marra ne konsiderate per analizen strukture te tombinos tip box.

DEAD	PESHA VETJAKE
PERM	NGARKESA Te PERHERSHME (mbushje rruge + shtrese niv+shtresa rrugore)
PUSHROADLX- PUSHROADRX	SHTYTJE E SHKAKTUAR TEK MURET NGA SHTRESAT E RRUGES
PTLX-PLRX	SHTYTJE E DHERAVE TEK MURET
LM1-1 ; LM1-2	NGARKESA VARIABEL VERTIKALE MBI VEPER (automobilistike rrugore)
PVLX- PVRX –PVLX_TAND	SHTYTJE NGA NGARKESA VARIABEL TEK MURET (automobilistike rrugore)
BRAKE	FRENIMI
TF-TU	VARIACIONE TERMIKE (Tu, Td)
SHRINKAGE	TKURRJE
SISLX	SHTYTJE SIZMIKE
INERHOR	NGARKESA SIZMIKE HORIZONTALE
SEISVER	NGARKESA SIZMIKE VERTIKALE

7.2 KOMBINIMI I NGARKESAVE PER VERIFIKIMIN E SEKSIONEVE

Ne vijim tregohen koeficientet pjesore te perdorur ne kombinimet e ULS, SLS relativisht per cdo seksion verifikimi, te percaktuara sipas Tablave A2.1, A2.4(B), A2.4(C) dhe A2.5 of EN 1990, Aneksi 2.

Nga analiza me elemente te fundem e modelit llogarites, ne cdo seksion verifikimi jane marre forcat e brendshme te cdo skeme elementare ngarkimi te gjitha me koeficiente pjesore njesi. Ne lidhje me kushtet sizmike vleresohet efekti sizmik ne Gjendjen e kufizimit te demtimeve DLR.

	ULS Kombinimi kryesor gr1a	ULS Kombinimi 2 (Horizontal forces) gr2	ULS Kombinimi 3 (Turma) gr4	ULS Kombinimi 4 Temp	ULS Komb Sizmik X	ULS Komb Sizmik Y
Dead	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1
Nxitiimi dhe Frenimi	0	1.35	0	0	0	0
Ex	0	0	0	0	1	0
Ey	0	0	0	0	0	1
Shtytja e dheut	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1
Presioni shtese nga sizmika	0	0	0	0	1	1
UDL	1.35	0	0	0.4	0	0
Turma trotuare	1.35	0	0	0.4	0	0
Shtresat rrugore	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1
Presioni shtese I dheut nga ng.automobilistike	1.35	0	0	0.4	0	0
temp	0.9	0.9	0.9	1.5	0.5	0.5
TS-M	1.35	1	0	0.75	0	0
TS-V	1.35	1	0	0.75	0	0
Turma	0	0	1.35	0	0	0
Presioni shtese nga shtresat rrugore	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1

	SLS Kombinimi karakteristik 1 gr1a	SLS Kombinimi 2 (Horizontal forces) gr2	ULS Kombinimi 3 (Temp)	ULS Kombinimi 3 (Turma) gr4
Dead	1	1	1	1
Nxitimi dhe Frenimi	0	1	0	0
Ex	0	0	0	0
Ey	0	0	0	0
Shtytja e dheut	1	1	1	1
Presioni shtese nga sizmika	0	0	0	0
UDL	1	0	0.4	0
Turma trotuare	0	0	0.4	0
Shtresat rrugore	1	1	1	1
Presioni shtese I dheut nga ng.automobilistike	1	0	0.75	0
temp	0.6	0.6	1	0.6
TS-M	1	1	0.75	0
TS-V	1	1	0.75	0
Turma	0	0	0	1
Presioni shtese nga shtresat rrugore	1	1	1	1

	SLS Kombinimi frekuent 1 gr1a	SLS Kombinimi frekuent 2 (Turma) gr24	ULS Kombinimi 3 (Turma) gr4
Dead	1	1	1
Nxitimi dhe Frenimi	0	0	0
Ex	0	0	0
Ey	0	0	0
Shtytja e dheut	1	1	1
Presioni shtese nga sizmika	0	0	0
UDL	0.75	0	0
Turma trotuare	0	0	0
Shtresat rrugore	1	1	1
Presioni shtese I dheut nga ng.automobilistike	0.75	0	0
temp	0.5	0.5	0.6
TS-M	0.75	0	0
TS-V	0.75	0	0
Turma	0	0.75	0
Presioni shtese nga shtresat rrugore	1	1	1

	SLS Kombinimi kuazi permanent
Dead	1
Nxitimi dhe Frenimi	0
Ex	0
Ey	0
Shtytja e dheut	1
Presioni shtese nga sizmika	0
UDL	0
Turma trotuare	0
Shtresat rrugore	1
Presioni shtese I dheut nga ng.automobilistike	0
temp	0.5
TS-M	0
TS-V	0
Turma	0
Presioni shtese nga shtresat rrugore	1

Te gjithë koeficientet e kombinimit te dhena ne tabelat e mesiperme, per nje kombinim te caktuar, referohen tek EN 1990: Eurocode 0 – Basis of Structural design.

7.3 KOMBINIMET E NGARKESAVE PER GJENDJET KUFITARE TE MARRA NE KONSIDERATE

Kombinimet e ngarkesave, te marra parasysh tek verifikimet, jane vendosur ne menyre qe te garantoht siguria siç eshte pershkruar ne 6.4.3.2 of EN 1990, Seksioni 6.

Gjendjet e fundit kufitare te veprave nen toke i referohet mekanizmit te kolapsit, te percaktuara nga levizjet e dherave, dhe te arrijtes se rezistences te elementeve strukturore qe perbejne vepren.

Verifikimet ne gjendjet e fundit kufitare duhet te realizohen ne referim me gjendjet kufitare te meposhtme:

- ULS e tipit gjeoteknik (GEO)
 - o kolaps prej ngarkeses limit e lidhjes themel-terren;
- ULS e tipit strukturor (STR)
 - o arritja e rezistences tek elementet strukturale.

Verifikimet mund te realizohen sipas qasjes projektuese “Qasje 1”, nga EN 1990, duke perdorur koeficientet pjesore te marra ne Tabela A2.4(C) and Tabela A2.4(B) in Aneksi A, per parametrat gjeoteknike, veprimet mbi strukture dhe kombinimet e dhena ne EN 1997: Pjesa1, paragrafi 2.4.7.3.4.2;

kombinimi 1 $\rightarrow (A1+M1+R1)$ $\rightarrow$ pergjithesisht dimensionues per STR

kombinimi 2 $\rightarrow (A2+M2+R2)$ $\rightarrow$ pergjithesisht dimensionues per GEO (ngarkese limit)

Ne fund te verifikimeve te gjendjeve te fundit kufitare definohen kombinimet e meposhtme:

$$\text{STR}) \Rightarrow \square_{G1} \cdot G1 + \square_{G2} \cdot G2 + \square_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow \square_{G1} \cdot G1 + \square_{G2} \cdot G2 + \square_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{shtytje } \Phi_d = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \square_{\phi}))$$

Ne fund te verifikimeve te gjendjeve kufitare te sherbyeshmerise (sforcime dhe plasaritje) definohen kombinimet e meposhtme:

$$\text{Kombinim karakteristik} \Rightarrow G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Frekuent (i shpeshte)} \Rightarrow G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Thuajse i perhershem} \Rightarrow G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per kushtin sizmik, kombinimet qe duhet te merren ne konsiderate per gjendjet kufitare jane si me poshte:

$$\text{STR}) \Rightarrow E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{shtytje } \Phi_d = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \square_{\phi}))$$

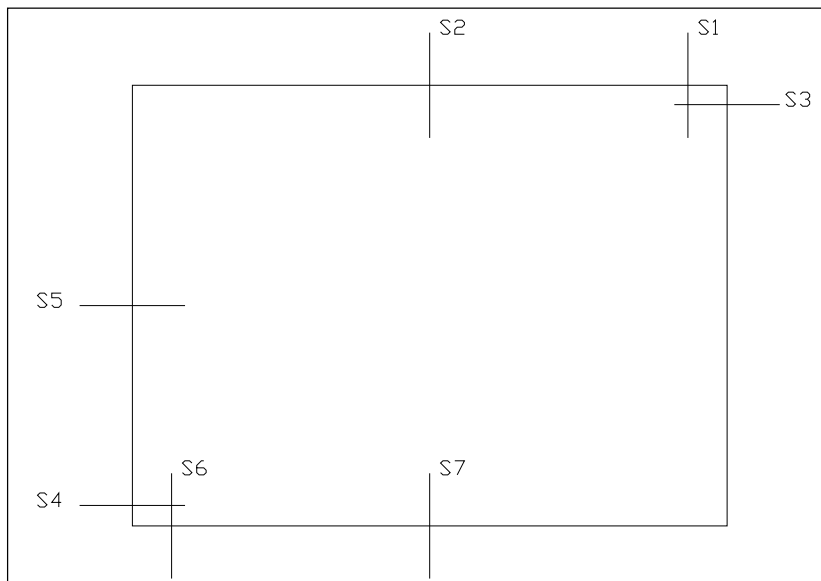
Efektet e veprimeve sizmike do te vleresohen duke marre parasysh masat qe i perkasin secilit prej elementeve gravitacionale:

$$G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Vlerat e koeficientit ψ_{2i} jane ato te dhena ne tabelen A1.1 of EN 1990; ne rastin e urave per ngarkesat e trafikut eshte marre vlera $\psi_{2i} = 0.2$, sipas EN 1998: Pjesa 2, Kapitulli 4, paragrafi 4.1.2 (4)P.

8 VERIFIKIMET STRUKTURE

Nga analiza me elemente te fundem e modelit llogarites, ne cdo seksion verifikimi jane marre forcat e brendshme te cdo skeme elementare ngarkimi te gjitha me koeficiente pjesore njesi. Ne lidhje me kushtet sizmike vleresohet efekti sizmik ne Gjendjen e kufizimit te demtimeve DLR.



8.1 SOLETA E SIPERME – SEKSIONI I SOLETES NE MBESHTETJE (S1)

Ne vijim jepen verifikimet e kryera te struktures per gjendjet kufitare ULS e SLS.

Te gjithë koeficientet e kombinimit te dhena ne tabelat e meposhtme, per nje kombinim te caktuar, referohu tek EN 1990: Eurocode 0 – Basis of Structural design.

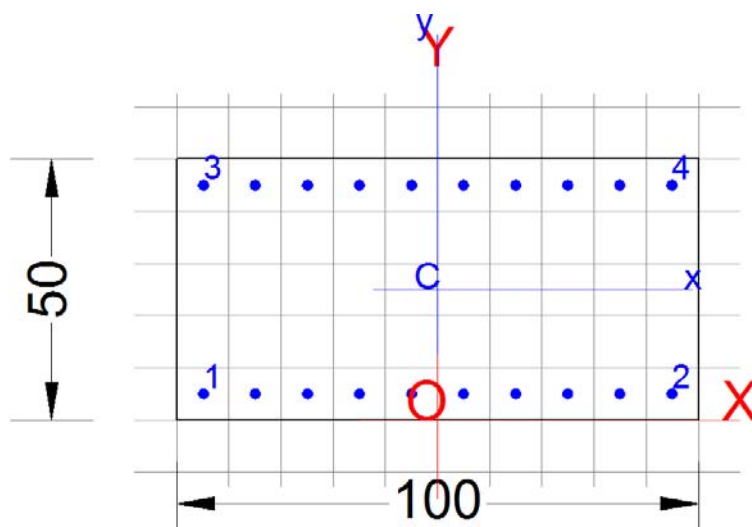
Koeficienti α merr parasysh, per secilin kombinim, nese nje force vepruese konsiderohet ose jo dhe kahu i aplikimit te kesaj force ne seksionin e zgjedhur duke marre vlerat +1, -1, 0 dhe 0.3 ne rastin e kombinimit ne shtate sizmike.

Koeficienti $\gamma(Asis)$ merr parasysh ne kombinimet sizmike forcat vepruese ne ate kombinim, duke i dhene per secilen force vepruese vleren +1 ose 0.

RESUME OF INTERNAL FORCES				
TOP SLAB EXTERNAL RIGHT SUPPORT		P	V2	M3
		KN	KN	KN/m
ULS	A1+M1	0.00	331.12	-394.10
ULS	A2+M2	0.00	278.06	-338.55
SLS	DLR	0.00	111.59	-112.69
ULS	NCR	0.00	125.83	-131.33
SLS	CHARACT.	0.00	240.73	-312.56
SLS	FREQ.	0.00	195.45	-245.17
SLS	Q.PERM.	0.00	60.71	-57.24

8.1.1 Verifikim ne Perkulje – Seksioni S1

Seksion llogarites	100x50 cm
Armatura e sipërme	□20/10 cm
Armatura e poshtme	□20/10 cm
Armatura ne prerje	□12 /20x40 cm



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Soletta superiore S1

Section description:

Section type:	Beam
Reference code:	EC2/EC8 Bulgarian Annex
Exposure Class:	XC3 - Carbonation (Moderate humidity)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength f_{cd} :	20.0 MPa
	Shear reduced compressive strenght $v_1 \cdot f_{cd}$:	10.6 MPa (6.9)EC2
	Coeff. α_{cc} :	1.00 (3.15) EC2
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus E_{cm} :	32836.6 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9 MPa
	E_s/E_c in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm ²

Stress limit in SLS Frequent comb.: 180.0 daN/cm²
 Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.: 13.50 Mpa
 Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.: 0.300 mm

STEEL - Longitudinal Bars: B450C
 Characteristic yield stress fyk: 450.00 MPa
 Tensile strength ftk: 540.0 MPa
 Design yield stress fyd: 391.3 MPa
 Design strength ftd: 391.3 MPa
 Design ultimate strain esu: 0.068
 Mean elastic modulus Es: 200000.0 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.9	5.0	20
2	44.9	5.0	20
3	-44.9	45.0	20
4	44.9	45.0	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
 N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
 N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
 N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	8	20
2	3	4	8	20

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
 My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
 Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia

Vx d		Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia			
Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	0.00	-394.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-339.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	-131.00	0.00	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-313.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00-245.00 (-164.36)	0.00 (0.00)	

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00-57.00 (-164.36)	0.00 (0.00)	

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 4.0 cm

Min distance between longitudinal bars:8.0 cm

ULTIMATE LIMT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio ≥ 1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.	N. Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	-394.00	0.00	0.00	-515.99	0.00	1.310	31.4(7.7)
2	OK	0.00	-339.00	0.00	0.00	-515.99	0.00	1.522	31.4(7.7)
3	OK	0.00	-131.00	0.00	0.00	-515.99	0.00	3.939	31.4(7.7)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.	N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00948		-50.0	0.0	0.00047	-44.9	5.0	-0.02376	44.9	45.0
2	0.00350	-0.00948		-50.0	0.0	0.00047	-44.9	5.0	-0.02376	44.9	45.0
3	0.00350	-0.00948		-50.0	0.0	0.00047	-44.9	5.0	-0.02376	44.9	45.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	-0.000605876	0.003500000	0.128	0.700
2	0.000000000	-0.000605876	0.003500000	0.128	0.700
3	0.000000000	-0.000605876	0.003500000	0.128	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Considered if not less than $-f_{ctm}$

Check Result of Check

Reg Number of current concrete sub-region of the cross section

Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets

Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)

Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets

Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)

Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)

As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)

r eff Geometrical ratio Ac_{eff}/A_s [eq.(7.10) Ec2]

NCombReg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff As eff r eff

1 1 OK 7.65 (18.0) 50.0 0.0-248.0 (360.0) 34.9 45.0 1200 31.4 0.026

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds f_{ctm} in at least one combination

Check Result of check

e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section

e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section

section

k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]

kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]

k2 = 0.5 for bending; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]

k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]

e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]

Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$

sr max Max final crack [mm] spacing

wk Calculated value [mm] of crack width = $sr_{max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets

MX crack First cracking bending moment around X axis [kNm]

MY crack First cracking bending moment around Y axis [kNm]

Comb.N.Check e1 e2 k2 Ø e sm - e cm sr max wk Mx crack My crack

1 OK -0.00144 0 0.500 20.0 0.00086 (0.00074) 266 0.227 -164.36 0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff As eff r eff

1 1 OK 5.99 (18.0) 50.0 0.0-194.1 (360.0) 34.9 45.0 1200 31.4 0.026

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.Check e1 e2 k2 Ø e sm - e cm sr max wk Mx crack My crack

1	OK	-0.00113	0	0.500	20.0	0.00059 (0.00058)	266	0.156	-164.36	0.00
---	----	----------	---	-------	------	-------------------	-----	-------	---------	------

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc maxXc maxYc max Ss minXs minYs minAc effAs eff r eff

1	1	OK	1.39 (13.5)	50.0	0.0-45.2 (360.0)	34.9	45.0	1200	31.4	0.026
---	---	----	-------------	------	------------------	------	------	------	------	-------

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.Check e1 e2 k2 Ø e sm - e cmsr max wkMx crackMy crack

1	OK	-0.00026	0	0.500	20.0	0.00014 (0.00014)	266	0.036 (0.30)	-164.36	0.00
---	----	----------	---	-------	------	-------------------	-----	--------------	---------	------

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N. Order numbers assigned to SLS combination
 Comb.Type Frequent or Quasi-Permanent combination
 Region Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
 k Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
 kc Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
 Act Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
 Ned Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
 Sc = Ned/Ac = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
 k1 Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
 Fcr Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
 As reg Area [cm²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
 As,min Minimum Area [cm²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
---------	-----------	--------	---	----	-----	-----	----	----	-----	--------	--------

1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	2500	---	---	---	-539.68	31.4	6.4
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	2500	---	---	---	-125.56	31.4	6.4

8.1.2 Verifikim ne Prerje – Seksioni S1

Caratteristiche materiali

Cls R_{ck}	37	
Cls	Fessurato ($v=0$)	condizioni calcestruzzo
Acciaio 1	B450	acciaio barre longitudinali
Acciaio 2	B450	acciaio armature trasversali
γ_c	1.5	coefficiente parziale relativo al calcestruzzo
γ_s	1.15	coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w	1000	mm	larghezza dell'anima anima resistente (larghezza minima d'anima)
d	449	mm	altezza utile della sezione
A_c	449000	mm ²	area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl}	10		numero di barre longitudinali
$\varnothing_{bl}$	20	mm	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	2		numero di bracci delle staffe
$\varnothing_{st}$	12	mm	diametro delle staffe
s_{st}	200	mm	passo delle staffe
α	90	°	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	0.00	KN	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	331.00	KN	taglio di calcolo

Lo sforzo normale agente è "significativo" (vedi par. 4.1.2.1.3.2 NTC)

☐ Si

☒ No

τ N/mm² tensione tangenziale corda baricentrica

σ_1 N/mm² tensione principale di trazione sulla corda baricentrica

$\text{ctg}\theta_1$ valore limite dell'inclinazione delle bielle

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd} 249.8 KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale

V_{Rd} 442.6 KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale

Trova massimo taglio resistente

V_{Rd} 442.6 kN taglio resistente di calcolo > 331.0 kN sollecitazione di taglio da calcolo

8.1 SOLETA E SIPERME SEKSIONI I SOLETES NE HAPESIRE (S2)

Ne tabelen e mëposhtme jepen vlerat e forcave të brendshme të shkaktuara nga të gjitha forcat vepruese, nga output i SAP2000 analysis:

Të gjithë koeficientet e kombinimit të dhëna në tabelat e mëposhtme, për një kombinim të caktuar, referohu tek EN 1990: Eurocode 0 – Basis of Structural design.

Koeficienti α merr parasysh, për secilin kombinim, nëse një forcë vepruese konsiderohet ose jo dhe kahu i aplikimit të kësaj force në seksionin e zgjedhur duke marrë vlerat +1, -1, 0 dhe 0.3 në rastin e kombinimit në situatë sizmike.

Koeficienti $\gamma(Asis)$ merr parasysh në kombinimet sizmike forcat vepruese në atë kombinim, duke i dhënë për secilin forcë vepruese vlerën +1 ose 0.

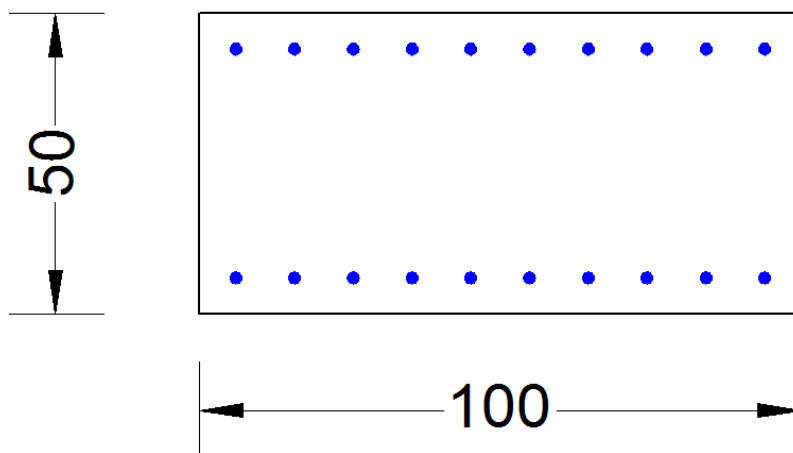
RESUME OF INTERNAL FORCES				
TOP SLAB MIDSPAN		P	V2	M3
		KN	KN	KN/m
ULS	A1+M1	0.00	-40.11	442.67
ULS	A2+M2	0.00	-33.91	371.12
SLS	DLR	0.00	2.82	105.16
ULS	NCR	0.00	-0.96	111.93
SLS	CHARACT.	0.00	32.30	329.08
SLS	FREQ.	0.00	-21.93	263.50
SLS	Q.PERM.	0.00	0.80	77.20

8.1.1 Verifikim ne Perkulje – Seksioni S2

Seksion llogarites 100x50 cm

Armatura e sipërme □20/10 cm

Armatura e poshtme □20/10 cm

**GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION****Section Name: Soletta superiore Mezzeria.secEC**

Section description:

Section type: Beam

Reference code: EC2/EC8 Bulgarian Annex

Exposure Class: XC3 - Carbonation (Moderate humidity)

Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS

Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE - Class: C30/37
 Design compressive strength f_{cd} : 20.0 MPa
 Shear reduced compressive strength $v_1 \cdot f_{cd}$: 10.6 MPa (6.9)EC2
 Coeff. α_{cc} : 1.00 (3.15) EC2
 Strain at max strength ϵ_{c2} : 0.0020
 Ultimate strain ϵ_{cu} : 0.0035
 Compression diagram stress-strain: Parabola-Rectangle
 Mean Elastic Modulus E_{cm} : 32836.6 MPa
 Mean tensile strength f_{ctm} : 2.9 MPa
 E_s/E_c in SLS combination: 15.00
 Stress limit in SLS Characteristic comb.: 18.0 kN/cm²
 Stress limit in SLS Frequent comb.: 180.0 daN/cm²
 Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.: 13.50 Mpa
 Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.: 0.300 mm

STEEL - Longitudinal Bars: B450C
 Characteristic yield stress f_{yk} : 450.00 MPa
 Tensile strength f_{tk} : 540.0 MPa
 Design yield stress f_{yd} : 391.3 MPa

Design strength ftd: 391.3 MPa
 Design ultimate strain esu: 0.068
 Mean elastic modulus Es: 200000.0 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.0	6.0	20
2	44.0	6.0	20
3	-44.0	44.0	20
4	44.0	44.0	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
 N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
 N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
 N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	8	20
2	3	4	8	20

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
 My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
 Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
 Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	0.00	441.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	371.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	114.00	0.00	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	329.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	264.00 (160.11)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	77.00 (160.11)	0.00 (0.00)

CHECKS RESULTS**Checks OK for all assigned combinations**

Min edge cover of longitudinal bars: 5.0 cm
 Min distance between longitudinal bars: 7.8 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia

N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
 Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
 My ult Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
 S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio ≥ 1.00
 As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	441.00	0.00	0.00	501.80	0.00	1.138	31.4(7.5)
2	OK	0.00	371.00	0.00	0.00	501.80	0.00	1.353	31.4(7.5)
3	OK	0.00	114.00	0.00	0.00	501.80	0.00	4.402	31.4(7.5)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max Ultimate compressive strain in concrete
 ec* Strain in the concrete fiber at ec_2/ec_u of depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed)
 Xc max X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
 Yc max Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
 es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
 Xs max X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
 Ys max Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
 es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
 Xs min X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
 Ys min Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00801	-50.0	50.0	0.00028	-44.0	44.0	-0.02014	-44.0	6.0
2	0.00350	-0.00801	-50.0	50.0	0.00028	-44.0	44.0	-0.02014	-44.0	6.0
3	0.00350	-0.00801	-50.0	50.0	0.00028	-44.0	44.0	-0.02014	-44.0	6.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
 x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
 D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000537312	-0.023365589	0.148	0.700
2	0.000000000	0.000537312	-0.023365589	0.148	0.700
3	0.000000000	0.000537312	-0.023365589	0.148	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Considered if not less than $-f_{ctm}$
 Check Result of Check
 Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
 Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
 Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max

(reference X,Y,O)

Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets

Xs min, Ys min X-coordinate, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)

Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension

reinforcement (for crack width control)

As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)

r eff Geometrical ratio Ac eff / As eff [eq.(7.10) EC2]

NCombReg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff As eff r eff

1	1	OK	8.59 (18.0)	50.0	50.0-269.2 (360.0)	34.2	6.0	1200	31.4	0.026
---	---	----	-------------	------	--------------------	------	-----	------	------	-------

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds f_{ctm} in at least one combination

Check Result of check

e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section

e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section

section

k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]

kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]

k2 = 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]

k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]

e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]

Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$

sr max Max final crack [mm] spacing

wk Calculated value [mm] of crack width = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets

MX crack First cracking bending moment around X axis [kNm]

MY crack First cracking bending moment around Y axis [kNm]

Comb.	N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00162	0	0.500	20.0	0.00096 (0.00081)	300	0.288	160.11	0.00	

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff As eff r eff

1	1	OK	6.89 (18.0)	-50.0	50.0-216.0 (360.0)	34.2	6.0	1200	31.4	0.026
---	---	----	-------------	-------	--------------------	------	-----	------	------	-------

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00130	0	0.500	20.0	0.00070 (0.00065)	300	0.208	160.11	0.00	

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff As eff r eff

1	1	OK	2.01 (13.5)	-50.0	50.0-63.0 (360.0)	34.2	6.0	1200	31.4	0.026
---	---	----	-------------	-------	-------------------	------	-----	------	------	-------

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cmsr max	wkMx crack	My crack
1	OK	-0.00038	0	0.500	20.0	0.00019 (0.00019)	300 0.057 (0.30)	160.11 0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination									
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination									
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)									
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]									
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]									
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]									
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack									
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]									
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)									
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking									
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region									
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region									

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	2500	---	---	---	-597.00	31.4	6.4
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	2500	---	---	---	-174.13	31.4	6.4

8.2 MURI – SEKSIONI I SIPERM I MURIT DJATHTAS (S3)

Ne tabelen e mëposhtme jepen vlerat e forcave të brendshme të shkaktuara nga të gjitha forcat vepruese, nga output i SAP2000 analysis:

Te gjithë koeficientet e kombinimit të dhena në tabelat e mëposhtme, për një kombinim të caktuar, referohu tek EN 1990: Eurocode 0 – Basis of Structural design.

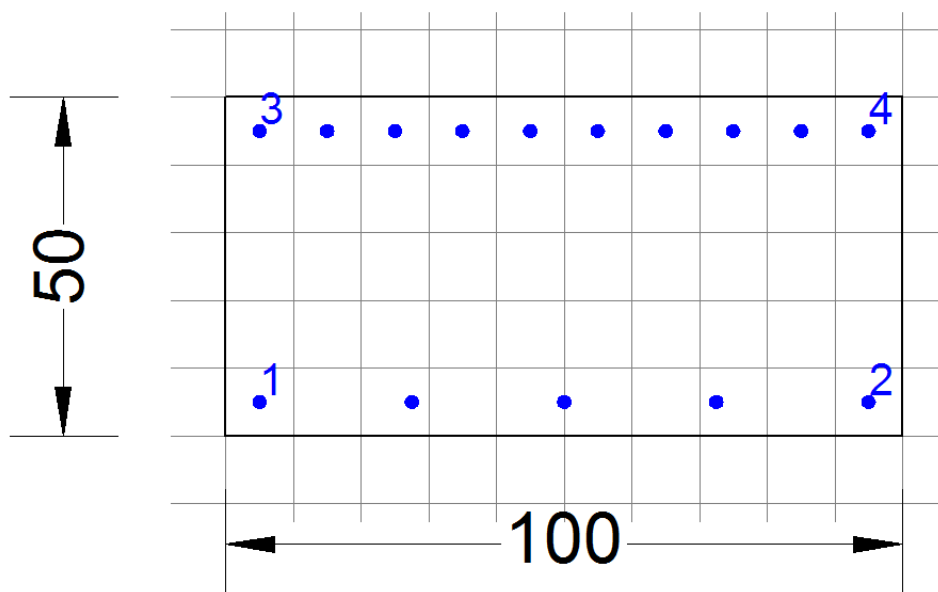
Koeficienti α merr parasysh, për secilin kombinim, nëse një forcë vepruese konsiderohet ose jo dhe kahu i aplikimit të kësaj force në seksionin e zgjedhur duke marrë vlerat +1, -1, 0 dhe 0.3 në rastin e kombinimit në situatë sizmike.

Koeficienti $\gamma(Asis)$ merr parasysh në kombinimet sizmike forcat vepruese në atë kombinim, duke i dhënë për secilën forcë vepruese vlerën +1 ose 0.

RESUME OF INTERNAL FORCES				
TOP SLAB EXTERNAL RIGHT SUPPORT		P	V2	M3
		KN	KN	KN/m
ULS	A1+M1	-345.17	164.18	-461.26
ULS	A2+M2	-289.17	152.16	-395.87
SLS	DLR	-131.17	74.67	-145.08
ULS	NCR	-145.59	98.05	-189.15
SLS	CHARACT.	-250.72	74.67	-338.37
SLS	FREQ.	-205.44	102.01	-266.53
SLS	Q.PERM.	-70.70	35.07	-64.06

8.2.1 Verifikim ne Perkulje – Seksioni S3

Seksion llogarites 100x50 cm
 Armatura ne anen e mbushjes □20/10 cm
 Armatura ne anen e rruges □20/20 cm
 Armatura ne prerje □12 /20x40 cm

**GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION**

Section Name: Piedrito destra sopra.secEC

Section description:

Section type: Beam
 Reference code: EC2/EC8
 Exposure Class: XC3 - Carbonation (Moderate humidity)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE - Class: C30/37
 Design compressive strength f_{cd} : 20.0 MPa
 Shear reduced compressive strenght $v1 \cdot f_{cd}$: 10.6 MPa (6.9)EC2
 Coeff. Alfa_cc: 1.00 (3.15) EC2
 Strain at max strength ϵ_{c2} : 0.0020
 Ultimate strain ϵ_{cu} : 0.0035
 Compression diagram stress-strain: Parabola-Rettangle
 Mean Elastic Modulus E_{cm} : 32836.6 MPa
 Mean tensile strength f_{ctm} : 2.9 MPa
 Es/Ec in SLS combination: 15.00
 Stress limit in SLS Characteristic comb.: 18.0 kN/cm²

Stress limit in SLS Frequent comb.: 180.0 daN/cm²
 Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.: 13.50 Mpa
 Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.: 0.300 mm

STEEL - Longitudinal Bars: B450C
 Characteristic yield stress fyk: 450.00 MPa
 Tensile strength ftk: 540.0 MPa
 Design yield stress fyd: 391.3 MPa
 Design strength ftd: 391.3 MPa
 Design ultimate strain esu: 0.068
 Mean elastic modulus Es: 200000.0 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	5.0	20
2	45.0	5.0	20
3	-45.0	45.0	20
4	45.0	45.0	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
 N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
 N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
 N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	3	20
2	3	4	8	20

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
 My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
 Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia

Vx d		Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia			
Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	345.00	-461.00	0.00	0.00	0.00
2	289.00	-396.00	0.00	0.00	0.00
3	146.00	-189.00	0.00	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	251.00	-338.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	205.00-267.00 (-169.61)	0.00 (0.00)	

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	71.00-64.00 (-175.22)	0.00 (0.00)	

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 4.0 cm

Min distance between longitudinal bars:8.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio ≥ 1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.	N. Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	345.00	-461.00	0.00	344.90	-583.55	0.00	1.264	31.4(0.0)
2	OK	289.00	-396.00	0.00	289.04	-572.81	0.00	1.443	31.4(0.0)
3	OK	146.00	-189.00	0.00	145.73	-544.85	0.00	2.868	31.4(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.	N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00654	-50.0	0.0	0.00116	-45.0	5.0	-0.01758	45.0	45.0	
2	0.00350	-0.00682	-50.0	0.0	0.00109	-45.0	5.0	-0.01817	45.0	45.0	
3	0.00350	-0.00762	-50.0	0.0	0.00091	-45.0	5.0	-0.01984	45.0	45.0	

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.	N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	-0.000468479	0.003500000	0.166	0.700	
2	0.000000000	-0.000481547	0.003500000	0.162	0.700	
3	0.000000000	-0.000518726	0.003500000	0.150	0.700	

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Considered if not less than $-f_{ctm}$

Check Result of Check

Reg Number of current concrete sub-region of the cross section

Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets

Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)

Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets

Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)

Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)

As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)

r eff Geometrical ratio Ac_{eff}/A_s [eq.(7.10) Ec2]

NCombReg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff As eff r eff

1 1 OK 9.61 (18.0) 50.0 0.0-233.8 (360.0) 35.0 45.0 1100 31.4 0.029

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds f_{ctm} in at least one combination

Check Result of check

e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section

e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section

k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]

kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]

k2 = 0.5 for bending; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]

k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]

e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]

Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$

sr max Max final crack [mm] spacing

wk Calculated value [mm] of crack width = $sr_{max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets

MX crack First cracking bending moment around X axis [kNm]

MY crack First cracking bending moment around Y axis [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00138	0	0.500	20.0	0.00081 (0.00070)	255	0.207	-169.21	0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff As eff r eff

1 1 OK 7.60 (18.0) 50.0 0.0-183.7 (360.0)-15.0 45.0 1100 31.4 0.029

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
---------	-------	----	----	----	---	-------------	--------	----	----------	----------

1	OK	-0.00108	0	0.500	20.0	0.00056 (0.00055)	255	0.143	-169.61	0.00
---	----	----------	---	-------	------	-------------------	-----	-------	---------	------

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc maxXc maxYc max Ss minXs minYs minAc effAs eff r eff

1	1	OK	1.85 (13.5)	50.0	0.0	-41.0 (360.0)	35.0	45.0	1050	31.4	0.030
---	---	----	-------------	------	-----	---------------	------	------	------	------	-------

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.Check e1 e2 k2 Ø e sm - e cmsr max wkMx crackMy crack

1	OK	-0.00024	0	0.500	20.0	0.00012 (0.00012)	250	0.031 (0.30)	-175.22	0.00
---	----	----------	---	-------	------	-------------------	-----	--------------	---------	------

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N. Order numbers assigned to SLS combination
 Comb.Type Frequent or Quasi-Permanent combination
 Region Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
 k Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
 kc Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
 Act Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
 Ned Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
 Sc = Ned/Ac = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
 k1 Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
 Fcr Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
 As reg Area [cm²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
 As,min Minimum Area [cm²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.35	2250	---	---	---	-510.87	31.4	5.0
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.38	2150	---	---	---	-114.42	31.4	5.3

8.3 MURI – SEKSIONI I POSHTEM I MURIT MAJTAS (S4)

Ne tabelen e mëposhtme jepen vlerat e forcave të brendshme të shkaktuara nga të gjitha forcat vepruese, nga output i SAP2000 analysis:

Të gjithë koeficientet e kombinimit të dhena në tabelat e mëposhtme, për një kombinim të caktuar, referohu tek EN 1990: Eurocode 0 – Basis of Structural design.

Koeficienti α merr parasysh, për secilin kombinim, nëse një forcë vepruese konsiderohet ose jo dhe kahu i aplikimit të kësaj force në seksionin e zgjedhur duke marrë vlerat +1, -1, 0 dhe 0.3 në rastin e kombinimit në situatë sizmike.

Koeficienti $\gamma(Asis)$ merr parasysh në kombinimet sizmike forcat vepruese në atë kombinim, duke i dhënë për secilën forcë vepruese vlerën +1 ose 0.

PËRMBLEDHJE E SFORCIMEVE				
MURET MBËSHTETJA E POSHTME MAJTAS		P	V2	M3
		KN	KN	KN/m
ULS	A1+M1	-284.59	101.75	202.03
ULS	A2+M2	-240.21	87.55	168.84
SLS	DLR	-144.01	76.39	103.10
ULS	NCR	-132.19	127.60	144.17
SLS	KARAKT.	-198.98	73.24	140.75
SLS	E SHPESH,	-188.78	59.51	121.25
SLS	THU. I PËRH.	-156.09	23.06	65.87

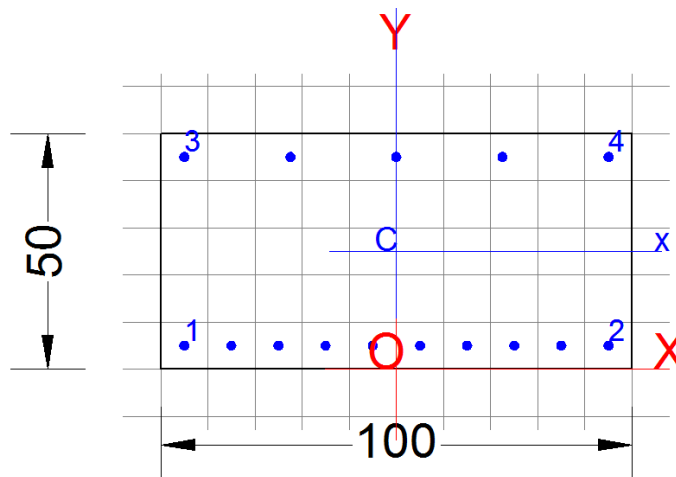
8.3.1 Verifikim ne Perkulje – Seksioni S4

Seksion llogarites 100x50 cm

Armatura ne anen e mbushjes □20/10 cm

Armatura ne anen e rruges □20/20 cm

Armatura ne prerje □12/20x40 cm

**GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION****Section Name: S4 -Piedritto sinistra inferiore.secEC**

Section description:

Section type: Beam

Reference code: EC2/EC8

Exposure Class: XC3 - Carbonation (Moderate humidity)

Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS

Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	20.0 MPa
	Shear reduced compressive strenght $v_1 \cdot f_{cd}$:	10.6 MPa (6.9)EC2
	Coeff. Alfa_cc:	1.00 (3.15) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm ²
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0 daN/cm ²
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50 Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.300 mm

STEEL -	Longitudinal Bars:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region:	Polygonal
Concrete Class:	C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	5.0	20
2	45.0	5.0	20
3	-45.0	45.0	20
4	45.0	45.0	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen.	Number of generated bars of the current linear generation			
N.Initial Bar	Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)			
N.Final Bar	Order number of final bar (between the isolated bars just defined)			
N. Bars	Number of bars generated equidistant in the current generation			
Ø	Diameter [mm] of generated bars			

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	8	20
2	3	4	3	20

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d	Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)				
Mx d	Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia				
My d	Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia				
Vy d	Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia				
Vx d	Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia				

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
---------	-----	------	------	------	------

1	341.00	390.00	0.00	0.00	0.00
2	277.00	330.00	0.00	0.00	0.00
3	103.00	190.00	0.00	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	170.00	282.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	218.00	226.00 (172.80)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	113.00	52.00 (195.35)	0.00 (0.00)

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 4.0 cm
Min distance between longitudinal bars: 8.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio ≥ 1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	341.00	390.00	0.00	341.04	582.81	0.00	1.490	31.4(0.0)
2	OK	277.00	330.00	0.00	276.72	570.42	0.00	1.722	31.4(0.0)
3	OK	103.00	190.00	0.00	103.09	536.42	0.00	2.813	31.4(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00656	50.0	50.0	0.00115	45.0	45.0	-0.01762	-45.0	5.0
2	0.00350	-0.00689	50.0	50.0	0.00108	45.0	45.0	-0.01831	-45.0	5.0
3	0.00350	-0.00788	50.0	50.0	0.00084	45.0	45.0	-0.02041	-45.0	5.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000469399	-0.019969957	0.166	0.700
2	0.000000000	0.000484676	-0.020733785	0.160	0.700
3	0.000000000	0.000531242	-0.023062080	0.146	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Considered if not less than -fctm
Check	Result of Check

Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
 Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
 Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
 Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets
 Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
 Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
 As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
 r eff Geometrical ratio Ac eff/As eff [eq.(7.10) Ec2]

NCombReg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff As eff r eff

1 1 OK 7.96 (18.0) -50.0 50.0-200.5 (360.0) 45.0 5.0 1100 31.4 0.029

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check Result of check
 e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
 e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
 section
 k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
 kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
 k2 = 0.5 for bending; =(e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
 k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
 Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
 e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
 Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
 sr max Max final crack [mm] spacing
 wk Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
 MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]
 MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.Check e1 e2 k2 Ø e sm - e cm sr max wk Mx crack My crack

1 OK -0.00118 0 0.500 20.0 0.00065 (0.00060) 255 0.165 167.03 0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff As eff r eff

1 1 OK 6.50 (18.0) -50.0 50.0-149.4 (360.0) 35.0 5.0 1050 31.4 0.030

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.Check e1 e2 k2 Ø e sm - e cm sr max wk Mx crack My crack

1 OK -0.00088 0 0.500 20.0 0.00045 (0.00045) 250 0.112 172.80 0.00

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc maxXc maxYc max Ss minXs minYs minAc effAs eff r eff

1 1 OK 1.57 (13.5) -50.0 50.0-26.2 (360.0) 35.0 5.0 950 31.4 0.033

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.Check e1 e2 k2 Ø e sm - e cmsr max wkMx crackMy crack

1 OK -0.00016 0 0.500 20.0 0.00008 (0.00008) 239 0.019 (0.30) 195.35 0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N. Order numbers assigned to SLS combination
 Comb.Type Frequent or Quasi-Permanent combination
 Region Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
 k Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
 kc Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
 Act Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
 Ned Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
 Sc = Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
 k1 Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
 Fcr Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
 As reg Area [cm²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
 As,min Minimum Area [cm²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.35	2200	---	---	---	-415.95	31.4	4.9
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.38	1900	---	---	---	-74.14	31.4	4.6

8.3.2 Verifikim ne Prerje – Seksioni S4

Acciaio 1 acciaio barre longitudinali

Acciaio 2 acciaio armature trasversali

γ_c coefficiente parziale relativo al calcestruzzo
 γ_s coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w mm larghezza dell'anima anima resistente (larghezza minima d'anima)
 d mm altezza utile della sezione
 A_c mm² area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl} numero di barre longitudinali
 $\varnothing_{bl}$ mm diametro delle barre longitudinali
 n_{bw} numero di bracci delle staffe
 $\varnothing_{st}$ mm diametro delle staffe
 s_{st} mm passo delle staffe
 α ° inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed} KN sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
 V_{Ed} KN taglio di calcolo

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale
 V_{Rd} KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale

V_{Rd} 442.6 kN taglio resistente di calcolo > 229.0 kN sollecitazione di taglio da calcolo

8.4 MURI – SEKSIONI NE MES I MURIT MAJTAS (S5)

Te gjithë koeficientet e kombinimit të dhëna në tabelat e mëposhtme, për një kombinim të caktuar, referohu tek EN 1990: Eurocode 0 – Basis of Structural design.

Koeficienti α merr parasysh, për secilin kombinim, nëse një forcë vepruese konsiderohet ose jo dhe kahu i aplikimit të kësaj force në seksionin e zgjedhur duke marrë vlerat +1, -1, 0 dhe 0.3 në rastin e kombinimit në situatë sizmike.

Koeficienti $\gamma(Asis)$ merr parasysh në kombinimet sizmike forcat vepruese në atë kombinim, duke i dhënë për secilën forcë vepruese vlerën +1 ose 0.

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI				
PIEDRITTO MEZZERIA		P	V2	M3
		KN	KN	KN/m
SLU	A1+M1	-328.82	19.07	183.18
SLU	A2+M2	-268.62	14.03	142.26
SLE	DLR	-109.45	-15.76	4.50
SLU	NCR	-98.94	-42.65	-17.93
SLE	CHARACT.	-179.01	-87.56	87.37
SLE	FREQ.	-134.26	-57.38	57.43
SLE	Q.PERM.	-91.00	4.61	17.29

8.4.1 Verifikim ne Perkulje – Seksioni S5

Seksion llogarites 100x50 cm

Armatura ne anen e mbushjes □20/10 cm

Armatura ne anen e rruges □20/20 cm

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION**Section Name: Piedrito mezzeria.secEC****(File path: C:\Users\ARKITEKT\Desktop\BR02\Nenkalim Agrar\Verifiche\Bending\Piedrito mezzeria.secEC)**

Section description:

Section type: Beam

Reference code: EC2/EC8 Bulgarian Annex

Exposure Class: XC3 - Carbonation (Moderate humidity)

Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS

Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	20.0 MPa
	Shear reduced compressive strenght $v_1 \cdot f_{cd}$:	10.6 MPa (6.9)EC2
	Coeff. Alfa_cc:	1.00 (3.15) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm ²
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0 daN/cm ²
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50 Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.300 mm
STEEL -	Longitudinal Bars:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal

Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0

4 50.0 0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	5.0	20
2	45.0	5.0	20
3	-45.0	45.0	20
4	45.0	45.0	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen.	Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar	Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar	Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars	Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø	Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	8	20
2	3	4	3	20

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d	Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d	Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d	Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d	Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d	Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	329.00	183.00	0.00	0.00	0.00
2	269.00	142.00	0.00	0.00	0.00
3	99.00	-18.00	0.00	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My	Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	109.00	5.00	0.00
2	179.00	87.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	134.00	57.00 (199.17)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	91.00	17.00 (297.50)	0.00 (0.00)

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 4.0 cm
 Min distance between longitudinal bars: 8.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check Result of check
 N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
 My Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
 N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
 Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
 My ult Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
 S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult, My ult) to (N, Mx, My). Check OK if ratio ≥ 1.00
 As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	329.00	183.00	0.00	329.00	580.50	0.00	3.132	31.4(0.0)
2	OK	269.00	142.00	0.00	269.27	568.97	0.00	3.949	31.4(0.0)
3	OK	99.00	-18.00	0.00	98.92	-289.04	0.00	16.969	15.7(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max Ultimate compressive strain in concrete

ec*	Strain in the concrete fiber at ec_2/ec_u of depth (if $ec^*>0$ then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00662	50.0	50.0	0.00114	45.0	45.0	-0.01775	-45.0	5.0
2	0.00350	-0.00693	50.0	50.0	0.00107	45.0	45.0	-0.01840	-45.0	5.0
3	0.00350	-0.01198	-50.0	0.0	-0.00011	-45.0	5.0	-0.02901	45.0	45.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000472252	-0.020112600	0.165	0.700
2	0.000000000	0.000486700	-0.020835015	0.160	0.700
3	0.000000000	-0.000722475	0.003500000	0.108	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Considered if not less than $-f_{ctm}$
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stess (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac_{eff}/Ac_{eff} [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.31 (18.0)	-50.0	50.0	1.6 (360.0)	-45.0	----	1100	----	----
2	1	OK	2.04 (18.0)	-50.0	50.0	-14.6 (360.0)	35.0	----	0	----	----

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds f_{ctm} in at least one combination
e1	Result of check
	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section

e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
Ø	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in $A_{c\text{ eff}}$ [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{\text{max}} / E_s$
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = $sr\text{ max} * (e\text{ sm} - e\text{ cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MX crack	First cracking bending moment around X axis [kNm]
MY crack	First cracking bending moment around Y axis [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00118	0	----	----	----	----	----	167.03	0.00
2	OK	0.00000	0	----	----	----	----	----	192.94	0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min $A_{c\text{ eff}}$ $A_s\text{ eff}$ r eff

1 1 OK 1.37 (18.0) -50.0 50.0 -9.1 (360.0) 35.0 ---- 1050 ---- ----

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00088	0	----	----	----	----	----	199.17	0.00

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min $A_{c\text{ eff}}$ $A_s\text{ eff}$ r eff

1 1 OK 0.51 (13.5) -50.0 50.0 -1.5 (360.0) -35.0 ---- 950 ---- ----

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00016	0	----	----	----	----	----	297.50	0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack

Sc = Ned/Ac = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
 $k1$ Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
 Fcr Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
 As_{reg} Area [cm²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
 As_{min} Minimum Area [cm²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.38	1900	---	---	---	-78.07	31.4	4.5
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.38	1250	---	---	---	-10.19	31.4	3.1

8.1 THEMELI – SEKSIONI I THEMELIT NE MBESHTETJE MAJTAS (S6)

Te gjithë koeficientet e kombinimit të dhëna në tabelat e mëposhtme, për një kombinim të caktuar, referohu tek EN 1990: Eurocode 0 – Basis of Structural design.

Koeficienti α merr parasysh, për secilin kombinim, nëse një forcë vepruese konsiderohet ose jo dhe kahu i aplikimit të kësaj force në seksionin e zgjedhur duke marrë vlerat +1, -1, 0 dhe 0.3 në rastin e kombinimit në situatë sizmike.

Koeficienti $\gamma(Asis)$ merr parasysh në kombinimet sizmike forcat vepruese në atë kombinim, duke i dhënë për secilin forcë vepruese vlerën +1 ose 0.

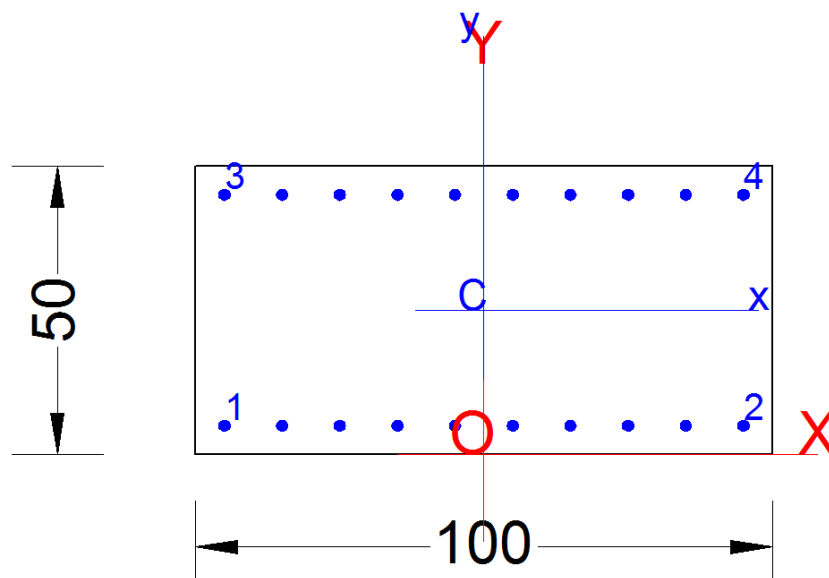
8.1.1 Verifikim ne Perkulje – Seksioni S6

Seksion llogarites 100x50 cm

Armatura e sipërme □20/10 cm

Armatura e poshtme □20/10 cm

Armatura ne prerje □12 /20x40 cm

**GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION****Section Name: S6 Fondazione App.secEC**

Section description:

Section type: Beam

Reference code: EC2/EC8 Bulgarian Annex

Exposure Class: XC3 - Carbonation (Moderate humidity)

Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS

Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength f_{cd} :	20.0 MPa
	Shear reduced compressive strength $v_1 \cdot f_{cd}$:	10.6 MPa (6.9)EC2
	Coeff. α_{cc} :	1.00 (3.15) EC2
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus E_{cm} :	32836.6 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9 MPa
	E_s/E_c in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm ²
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0 daN/cm ²
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50 MPa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.300 mm

STEEL -	Longitudinal Bars:	B450C
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.00 MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
	Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa
	Design strength f_{td} :	391.3 MPa
	Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068
	Mean elastic modulus E_s :	200000.0 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region:	Polygonal
Concrete Class:	C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	5.0	20
2	45.0	5.0	20
3	-45.0	45.0	20
4	45.0	45.0	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen.	Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar	Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar	Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars	Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø	Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	8	20
2	3	4	8	20

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d	Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d	Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d	Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d	Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d	Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	0.00	382.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	327.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	163.00	0.00	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	276.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	220.00 (164.36)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	62.00 (164.36)	0.00 (0.00)

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 4.0 cm
Min distance between longitudinal bars: 8.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio ≥ 1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	382.00	0.00	0.00	515.99	0.00	1.351	31.4(7.7)
2	OK	0.00	327.00	0.00	0.00	515.99	0.00	1.578	31.4(7.7)
3	OK	0.00	163.00	0.00	0.00	515.99	0.00	3.166	31.4(7.7)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec_2/ec_u of depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00948	-50.0	50.0	0.00047	-45.0	45.0	-0.02376	-45.0	5.0
2	0.00350	-0.00948	-50.0	50.0	0.00047	-45.0	45.0	-0.02376	-45.0	5.0
3	0.00350	-0.00948	-50.0	50.0	0.00047	-45.0	45.0	-0.02376	-45.0	5.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000605876	-0.026793793	0.128	0.700
2	0.000000000	0.000605876	-0.026793793	0.128	0.700
3	0.000000000	0.000605876	-0.026793793	0.128	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Considered if not less than $-f_{ctm}$
 Check Result of Check
 Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
 Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
 Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
 Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets
 Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
 Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
 As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
 r eff Geometrical ratio Ac_{eff}/A_s [eq.(7.10) EC2]

NCombReg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff As eff r eff

1 1 OK 6.75 (18.0) -50.0 50.0-218.7 (360.0) 35.0 5.0 1200 31.4 0.026

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds f_{ctm} in at least one combination
 Check Result of check
 e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
 e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
 section
 k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
 kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
 k2 = 0.5 for bending; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
 k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
 Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
 e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
 Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$
 sr max Max final crack [mm] spacing
 wk Calculated value [mm] of crack width = $sr_{max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
 MX crack First cracking bending moment around X axis [kNm]
 MY crack First cracking bending moment around Y axis [kNm]

Comb.N.Check e1 e2 k2 Ø e sm - e cm sr max wk Mx crack My crack

1 OK -0.00127 0 0.500 20.0 0.00071 (0.00066) 266 0.188 164.36 0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff As eff r eff

1 1 OK 5.38 (18.0) -50.0 50.0-174.3 (360.0) 35.0 5.0 1200 31.4 0.026

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.Check e1 e2 k2 Ø e sm - e cm sr max wk Mx crack My crack

1 OK -0.00101 0 0.500 20.0 0.00052 (0.00052) 266 0.139 164.36 0.00

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc maxXc maxYc max Ss minXs minYs minAc effAs eff r eff

1 1 OK 1.52 (13.5) -50.0 50.0-49.1 (360.0) 35.0 5.0 1200 31.4 0.026

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.Check e1 e2 k2 Ø e sm - e cmsr max wkMx crackMy crack

1 OK -0.00029 0 0.500 20.0 0.00015 (0.00015) 266 0.039 (0.30) 164.36 0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N. Order numbers assigned to SLS combination
 Comb.Type Frequent or Quasi-Permanent combination
 Region Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
 k Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
 kc Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
 Act Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
 Ned Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
 Sc = Ned/Ac = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
 k1 Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
 Fcr Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
 As reg Area [cm²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
 As,min Minimum Area [cm²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	2500	---	---	---	-484.61	31.4	6.4
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	2500	---	---	---	-136.57	31.4	6.4

8.1.2 Verifikim ne Prerje – Seksioni S6

Caratteristiche materiali

Cl _s R _{ck}	37	
Cl _s	Fessurato (v=0)	condizioni calcestruzzo
Acciaio 1	B450	acciaio barre longitudinali
Acciaio 2	B450	acciaio armature trasversali
γ.	1.5	coefficiente parziale relativo al calcestruzzo
γ.	1.15	coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b _w	1000	mm	larghezza dell'anima anima resistente (larghezza minima d'anima)
d	449	mm	altezza utile della sezione
A _c	449000	mm ²	area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n _{bl}	10		numero di barre longitudinali
Ø _{bl}	20	mm	diametro delle barre longitudinali
n _{bw}	2		numero di bracci delle staffe
Ø _{st}	12	mm	diametro delle staffe
s _{st}	200	mm	passo delle staffe
α	90	°	inclinazione delle staffe (α=90° per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N _{Ed}	0.00	KN	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V _{Ed}	276.00	KN	taglio di calcolo

Valore di verifica del taglio resistente

V _{Rd}	249.8	KN	taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale
V _{Rd}	442.6	KN	taglio resistente per elemento con armatura trasversale

V _{Rd}	442.6	kN	taglio resistente di calcolo	>	276.0 kN	sollecitazione di taglio da calcolo
-----------------	-------	----	------------------------------	---	----------	-------------------------------------

8.1 THEMELI – SEKSIONI I THEMELIT NE MES (S7)

Te gjithë koeficientet e kombinimit të dhëna në tabelat e mëposhtme, për një kombinim të caktuar, referohu tek EN 1990: Eurocode 0 – Basis of Structural design.

Koeficienti α merr parasysh, për secilin kombinim, nëse një forcë vepruese konsiderohet ose jo dhe kahu i aplikimit të kësaj force në seksionin e zgjedhur duke marrë vlerat +1, -1, 0 dhe 0.3 në rastin e kombinimit në situatë sizmike.

Koeficienti $\gamma(Asis)$ merr parasysh në kombinimet sizmike forcat vepruese në atë kombinim, duke i dhënë për secilën forcë vepruese vlerën +1 ose 0.

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI				
SOLETTA INFERIORE MEZZERIA		P	V2	M3
		KN	KN	KN/m
SLU	A1+M1	0.00	-24.64	-236.02
SLU	A2+M2	0.00	-17.98	-191.38
SLE	DLR	0.00	-19.35	-77.79
SLU	NCR	0.00	-27.04	-83.84
SLE	CHARACT.	0.00	-17.31	-172.86
SLE	FREQ.	0.00	-15.62	-142.88
SLE	Q.PERM.	0.00	-10.48	-56.62

8.1.1 Verifikim ne Perkulje

Seksion llogarites	100x50 cm
Armatura e sipërme	□20/10 cm
Armatura e poshtme	□20/10 cm
Armatura ne prerje	□12 /20x40 cm

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION**Section Name: S7 Fondazione Mezz.secEC**

Section description:

Section type:	Beam
Reference code:	EC2/EC8
Exposure Class:	XC3 - Carbonation (Moderate humidity)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	20.0 MPa
	Shear reduced compressive strenght $v_1 \cdot f_{cd}$:	10.6 MPa (6.9)EC2
	Coeff. Alfa_cc:	1.00 (3.15) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm ²
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0 daN/cm ²
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50 Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.300 mm
STEEL -	Longitudinal Bars:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	Stirrups:	B500A
	Characteristic yield stress fyk:	500.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	434.8 MPa
	Design strength ftd:	434.8 MPa
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	5.0	20
2	45.0	5.0	20
3	-45.0	45.0	20
4	45.0	45.0	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	8	20
2	3	4	8	20

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	0.00	-236.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-191.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	-84.00	0.00	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-173.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00-143.00 (-164.36)	0.00 (0.00)	

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00-57.00 (-164.36)	0.00 (0.00)	

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 4.0 cm
 Min distance between longitudinal bars: 8.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia

S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio ≥ 1.00

As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.	N. Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	-236.00	0.00	0.00	-515.99	0.00	2.186	31.4(7.7)
2	OK	0.00	-191.00	0.00	0.00	-515.99	0.00	2.702	31.4(7.7)
3	OK	0.00	-84.00	0.00	0.00	-515.99	0.00	6.143	31.4(7.7)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec_2/ec_u of depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.	N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00948		-50.0	0.0	0.00047	-45.0	5.0	-0.02376	45.0	45.0
2	0.00350	-0.00948		-50.0	0.0	0.00047	-45.0	5.0	-0.02376	45.0	45.0
3	0.00350	-0.00948		-50.0	0.0	0.00047	-45.0	5.0	-0.02376	45.0	45.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	-0.000605876	0.003500000	0.128	0.700
2	0.000000000	-0.000605876	0.003500000	0.128	0.700
3	0.000000000	-0.000605876	0.003500000	0.128	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Considered if not less than $-f_{ctm}$

Check Result of Check

Reg Number of current concrete sub-region of the cross section

Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets

Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)

Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets

Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)

Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
 As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
 r eff Geometrical ratio Ac eff/As eff [eq.(7.10) EC2]

NCombReg Check Sc maxXc maxYc max Ss minXs minYs minAc effAs eff r eff

1 1 OK4.23 (18.0) 0.0 0.0-137.1 (360.0) 15.0 45.0 1200 31.4 0.026

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds f_{ctm} in at least one combination

Check Result of check

e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section

e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section

section

k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]

kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]

k2 = 0.5 for bending; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]

k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]

e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]

Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$

sr max Max final crack [mm] spacing

wk Calculated value [mm] of crack width = $sr_{max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets

MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]

MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00080	0	0.500	20.0	0.00041 (0.00041)	266	0.109	-164.36	0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc maxXc maxYc max Ss minXs minYs minAc effAs eff r eff

1 1 OK3.50 (18.0) 50.0 0.0-113.3 (360.0) 35.0 45.0 1200 31.4 0.026

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00066	0	0.500	20.0	0.00034 (0.00034)	266	0.090	-164.36	0.00

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NCombReg Check Sc maxXc maxYc max Ss minXs minYs minAc effAs eff r eff

1 1 OK1.39 (13.5) 50.0 0.0-45.2 (360.0) 35.0 45.0 1200 31.4 0.026

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
---------	-------	----	----	----	---	-------------	--------	----	----------	----------

1 OK -0.00026 0 0.500 20.0 0.00014 (0.00014) 266 0.036 (0.30) -164.36 0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N. Order numbers assigned to SLS combination
 Comb.Type Frequent or Quasi-Permanent combination
 Region Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
 k Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
 kc Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
 Act Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
 Ned Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
 Sc = Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
 k1 Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
 Fcr Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
 As reg Area [cm²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
 As,min Minimum Area [cm²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	2500	---	---	---	-315.00	31.4	6.4
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	2500	---	---	---	-125.56	31.4	6.4

RAPORTI I MUREVE DHE TOMBINOVE

Permbajtja

1.	HYRJE.....	4
2.	STANDARDET REFERUESE TE PROJEKTIMIT.....	5
3.	MATERIALET DHE REZISTENCAT LLOGARITESE.....	6
3.1.	<i>Materialet –Muret Betonarme dhe Gravitare</i>	<i>6</i>
4.	GJEOTEKNIKA DHE KARAKTERISTIKAT E TERRENIT.....	7
1	KOMBINIMI I NGARKESAVE.....	12
1.1	<i>Kombinimet themelore te ngarkesave.....</i>	<i>12</i>
5.	PARAMETRAT SIZMIKE TE PROJEKTIMIT NE ZONEN E NDERTIMIT TE VEPRES.....	14
5.1.	<i>Veprimi sizmik</i>	<i>14</i>
6.	MURET	19
6.1.	<i>Tipet e Mureve.....</i>	<i>21</i>
7.	TOMBINOT	26

Lista e Figurave

<i>Figura 1</i> – Harta e Nxitemit Maksimal te Truallit (m/s^2) me periode kthimi prej 475 vjetesh, per Tipin A te truallit, botimi “Sizmiciteti, tektonika dhe vleresimi i rrezikut sizmik ne Shqiperi”	16
Figura 2 - Prerje Terthore Tip e Mureve Me Dhe te Perforcuar	21
Figura 3 - Prerje Terthore Tip e Mureve Betonarme me H=2.80m	22
Figura 4 - Prerje Terthore Tip e Mureve Betonarme me H=1.70m	23
Figura 5 - Prerje Terthore Tip e Murit Gravitar Prites H=1.80	23
Figura 6 - Prerje Terthore Tip e Murit Gravitar H=1.20	24
Figura 7 – Planimetri tip e tombinos	27
Figura 8 – Profil tip i tombinos	27
Figura 9 – Seksion terthor tip – Tombino me tuba betoni	27
Figura 10 – Seksion terthor tip – Tombino drejtkendore	28
Figura 11 – Seksion terthor tip – Tombino drejtkendore 2.20 m x 0.7m	28

Lista e Tabelave

Table 1- Tipet e truallit sipas EN-1998-1	16
---	----

1. HYRJE

Relacioni i mëposhtëm paraqet përshkrimin e strukturave të mureve dhe tombinove të paraqitura për Projektin e Rikualifikimit Urban të Unazës së Re Berat.

Qëllimi i këtij projekti është rikualifikimi urban i Unazës së Re Berat, përmirësimi i infrastrukurës rrugore si dhe lehtësimi i trafikut në këtë zonë.

Në kapitujt në vijim janë përshkruar të gjitha strukturat, strukturat e mëdha dhe ato të vogla si:

- Muret
- Tombinot

Llogaritja dhe verifikimi i strukturave bëhet me ndihmën e programeve Sap 2000, Geo 05, Geo Stru etj me metodat e llogaritjes të paraqitura në kodet europiane të projektimit.

2. STANDARDET REFERUESE TE PROJEKTIMIT

Per projektimin e strukturave te permendura ne kete raport, do te zhvillohet ne perputhje me standardet aktuale evropiane teknike, me vlera dhe parametra te rekomanduara nga:

Eurokodet

EN Part	Scope	Concrete	Steel	Composite
EN 1990	Basis of design	√	√	√
EN 1990/A1	Bridges	√	√	√
EN 1991-1-1	Self-weight	√	√	√
EN 1991-1-3	Snow loads	√	√	√
EN 1991-1-4	Wind actions	√	√	√
EN 1991-1-5	Thermal actions	√	√	√
EN 1991-1-6	Actions during execution	√	√	√
EN 1991-1-7	Accidental actions	√	√	√
EN 1991-2	Traffic loads	√	√	√
EN 1992-1-1	General rules	√		√
EN 1992-2	Bridges	√		√
EN 1993-1-1	General rules		√	√
EN 1993-1-5	Plated elements		√	√
EN 1993-1-7	Out-of-plane loading		√	√
EN 1993-1-8	Joints		√	√
EN 1993-1-9	Fatigue		√	√
EN 1993-1-10	Material toughness		√	√
EN 1993-1-11	Tension components		√	√
EN 1993-1-12	Transversely loaded plated structures		√	√
EN 1993-2	Bridges		√	√
EN 1993-5	Piling		√	√
EN 1994-1-1	General rules			√
EN 1994-2	Bridges			√
EN 1997-1	General rules	√	√	√
EN 1997-2	Testing	√	√	√
EN 1998-1	General rules, seismic actions	√	√	√
EN 1998-2	Bridges	√	√	√
EN 1998-5	Foundations	√	√	√

Ne pergjithesi, per strukturen e urave, ngarkesat e mesiperme do te merren ne konsiderate per llogaritjen e sforcimeve nqs. jane te aplikueshme sipas rasteve.

Mqs Shqiperia nuk ka Anekse Kombetare, vlerat e te gjithe parametrave te cilat jane lene ne Eurokod per zgjedhje te lire nga shtete, e njohur si Parametra te Percaktuar ne Shkalle Kombetare, jane marre nga Anekset Kombetare Italiane.

Gjithashtu per te percaktuar siç duhet ngarkesat sizmike te projektimit sherben dokumenti “Sizmiciteti, teknikat-antisizmicitet dhe vleresimi i risqeve sizmike ne Shqiperi”, I publikuar nga Akademia e Shkencave te Shqiperise ne 2010.

3. MATERIALET DHE REZISTENCAT LLOGARITESH**3.1. Materialet –Muret Betonarme dhe Gravitare**

Percaktimi i rezistences se projektimit f_d behet: $f_d = f_{yk}/\gamma_M$

- BETONI

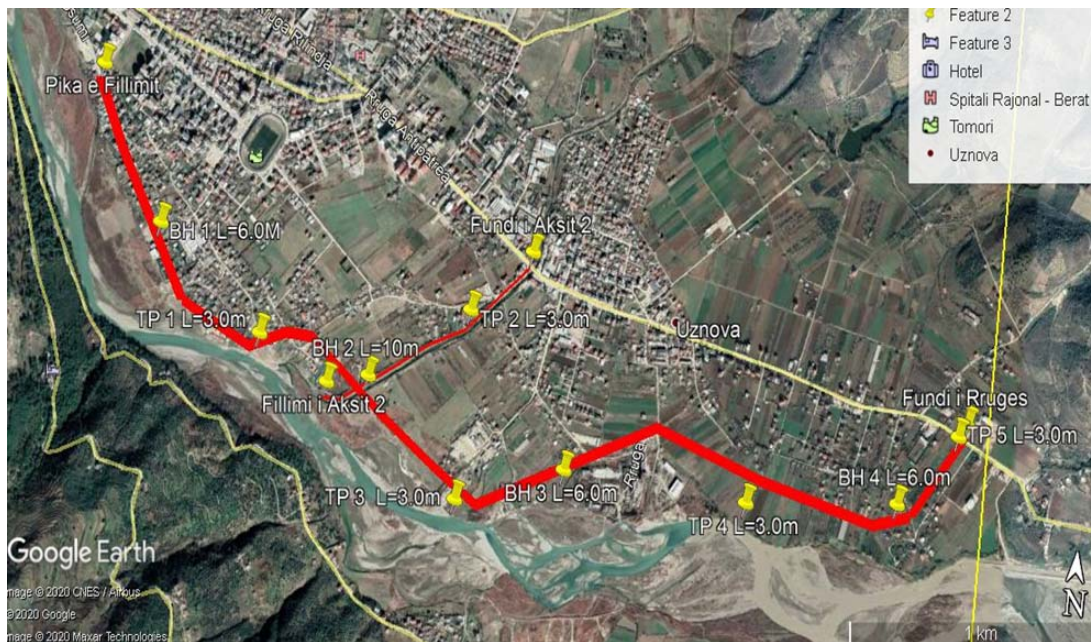
$\gamma_M = 1.5$ C25/30 ($R_{ck} 30$) $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd} = 16.6 \text{ N/mm}^2$

- SHUFRAT E ARMATURES

$\gamma_M = 1.15$ B500C $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$

4. GJEOTEKNIKA DHE KARAKTERISTIKAT E TERRENIT

Sipas dokumentit “Raporti Gjeologjik” pergjate gjurmes se rruges dhe ne pozicione kritike per te bere me pas projektimin e strukturave dhe te rruges, u kryen punimet fushore qe konsistojne ne 4 (kater) shpime ne trup te rruges me thellesi nga 6 dhe 10 metra ne vende te paracaktuara ne te cilat u moren kampione per analiza, si dhe 5 gropa studimi deri ne 3.0m.



Në kontrollat gjeoteknike dhe strukturore janë marrë parasysh parametrat e mëposhtëm.

Vetite Fiziko Mekanike te shtresave te studiuara

Me poshte po listojme vetite fiziko – mekanike te shtresave sipas sondave te kryera :

Per shpimin 1 (trase)

Shtresa 1- Toke Vegjetale suargjile me rrenje bimesh.

Shtresa 2- Suargjila te lehta me ngjyre kafe-bezhe, me lageshtire ne gjendje plastike mesatarishte te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	< 0.002 mm	39.0 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	48.46 %

Fraksioni rere	> 0.063 mm	12.54 %
Klasifikimi		CL-ML
Lageshtia natyrale		$W_n = 27.18\%$
Kufiri i rrjedhshmerise		$W_r = 46.3$
Kufiri i plasticitetit		$W_p = 28.1$
Indeksi i plasticitetit		$I_p = 18.2$
Kosistenca		$B = 0.05$
Pesha specifike		$\rho = 27 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale		$\gamma = 17.99 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit		$e = 0.91$
Moduli i deformimit		$E = 14 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem		$\phi = 16^\circ$
Kohezioni		$C = 40 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje		$\sigma = 150 \text{ kPa}$
SPT		$N_{SPT} = 7$

Shtresa 3 - Zhavore te lumit osum me origjine jane koker vogel deri koker madhe, mestarishte deri te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	< 0.002 mm	12.83 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	16.37 %
Fraksioni rere	0.063-2 mm	20.71 %
Fraksion zhavor	> 2 mm	49.88 %
Klasifikimi		GP-GM
Lageshtia natyrale		$W_n = 7.67 \%$
Kufiri i rrjedhshmerise		$W_r = 32.2$
Kufiri i plasticitetit		$W_p = 21.7$
Indeksi i plasticitetit		$I_p = 10.5$
Kosistenca		$B = 1.34$
Pesha specifike		$\rho = 26.75 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale		$\gamma = 20.13 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit		$e = 0.4$
Moduli i deformimit		$E = 33 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem		$\phi = 28^\circ$
Kohezioni		$C = 10 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje		$\sigma = 200 \text{ kPa}$
SPT		$N_{SPT} = 19$
C B R		$CBR = 5.14$

Per shpimin 2 (ura)

Shtresa 1 - Toke Vegjetale suargjile me rrenje bimesh.

Shtresa 2 - Suargjila te lehta me ngjyre kafe-bezhe, me lageshtire ne gjendje plastike mesatarishte te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	< 0.002 mm	36.59 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	43.82 %
Fraksioni rere	> 0.063 mm	19.61 %
Klasifikimi		CL-ML
Lageshtia natyrale		$W_n = 26.05\%$
Kufiri i rrjedhshmerise		$W_r = 35.1$
Kufiri i plasticitetit		$W_p = 20.3$
Indeksi i plasticitetit		$I_p = 14.8$
Kosistenca		$B = 0.39$
Pesha specifike		$\rho = 26.72 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale		$\gamma = 17.88 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit		$e = 0.9$
Moduli i deformimit		$E = 14 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem		$\phi = 16^\circ$
Kohezioni		$C = 4 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje		$\sigma = 160 \text{ kPa}$
SPT		$N_{SPT} = 9$
C B R		CBR = 5.25

Shtresa 3 - Zhavorre te lumit Osum me origjine, jane kokerr vogel deri kokerr madh,mesatarisht deri te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	< 0.002 mm	4.23 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	5.46 %
Fraksioni rere	0.063-2 mm	14.93 %
Fraksion zhavor	> 2 mm	75.39 %
Klasifikimi		GP-GM
Lageshtia natyrale		$W_n = 5.43 \%$
Pesha specifike		$\rho = 26.55 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale		$\gamma = 20.72 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit		$e = 0.4$
Moduli i deformimit		$E = 33 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem		$\phi = 28^\circ$
Kohezioni		$C = 10 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje		$\sigma = 200 \text{ kPa}$
SPT		$N_{SPT} = 23$

Per shpimin 3 (trase)

Shtresa 1 - Toke Vegjetale suargjile me rrenje bimesh.

Shtresa 3 - Zhavore te lumit osum me origjine jane koker vogel deri koker madhe, mestarishte deri te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	< 0.002 mm	3.87 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	5.0 %

Fraksioni rere	0.063-2 mm	14.91 %
Fraksion zhavor	> 2 mm	76.22 %
Klasifikimi		GP-GM
Lageshtia natyrale		$W_n = 5.35 \%$
Pesha specifike		$\rho = 26.61 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale		$\gamma = 20.98 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit		$e = 0.3$
Moduli i deformimit		$E = 33 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem		$\phi = 28^\circ$
Kohezioni		$C = 10 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje		$\sigma = 200 \text{ kPa}$
SPT		$N_{SPT} = 27$
CBR		$CBR = 5.43$

Per shpimin 4 (trase)

Shtresa 1- Toke Vegjetale suargjile me rrenje bimesh.

Shtresa 2- Suargjila te leta me ngjyre kafe-bezhe me lageshtire ne gjendje plastike mesatrishte te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	< 0.002 mm	38.2 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	47.46 %
Fraksioni rere	> 0.063 mm	14.33 %
Klasifikimi		CL-ML
Lageshtia natyrale		$W_n = 47.1\%$
Kufiri i rrjedhshmerise		$W_r = 28.4\%$
Kufiri i plasticitetit		$W_p = 20.3$
Indeksi i plasticitetit		$I_p = 18.7$
Kosistenca		$B = 0.19$
Pesha specifike		$\rho = 26.96 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale		$\gamma = 17.91 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit		$e = 0.9$
Moduli i deformimit		$E = 14 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem		$\phi = 16^\circ$
Kohezioni		$C = 4 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje		$\sigma = 160 \text{ kPa}$
SPT		$N_{SPT} = 11$
C B R		$CBR = 4.89$

Shtresa 3

Zhavore gelqerore suargjilore me ngjyre bezhe me pak lageshtire,mbas 5.0m jane te ngopura me uje,jane mesatrisht te ngjeshura.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni argjilor	< 0.002 mm	4.23 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.063 mm	5.46 %

Fraksioni rere	0.063-2 mm	14.93 %
Fraksion zhavor	> 2 mm	75.39 %
Klasifikimi		GP-GM
Lageshtia natyrale		$W_n = 5.43 \%$
Pesha specifike		$\rho = 26.55 \text{ kN/m}^3$
Pesha volumore ne gjendje natyrale		$\gamma = 20.72 \text{ kN/m}^3$
Koeficienti i porozitetit		$e = 0.4$
Moduli i deformimit		$E = 33 \text{ MPa}$
Kendi i ferkimit te brendshem		$\phi = 28^\circ$
Kohezioni		$C = 10 \text{ kPa}$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje		$\sigma = 200 \text{ kPa}$
SPT		$N_{SPT} = 17$

1 KOMBINIMI I NGARKESAVE

1.1 Kombinimet themelore te ngarkesave

Kombinimet e ngarkeses qe do te konsiderohen per verifikimet ne ULS (Gjendja e Fundit Kufitare) dhe SLS (Gjendja Kufitare e Shfrytezimit) jane permblodhur si ne vijim. Kombinimi i ngarkesave per llogaritjen e strukturave behet sipas Eurocode 0.

3.2.1 Kombinimet themelore te ngarkesave

Kombinimet themelore te ngarkeses qe do te merren parasysh per verifikimet (STR) ULS strukture te percaktuara sipas §4.2 dhe tabelës A.2.4(B) te EN1990, duke zbatuar ekuacionin (6.10) te EN1990 jane sintetizuar me poshte,

$$\sum_{j \geq 1} (1,35 G_{kj, \text{sup}} \text{ or } 1,00 G_{kj, \text{inf}}) "+" (1,00 \text{ or } 0) \times S "+" \left\{ \begin{array}{l} \text{Leading action, } \mathbf{gr1a} \\ 1,35 \times (TS + UDL + q_{rk}^*) + 1,5 \times \left\{ \begin{array}{l} \min(0,6 F_{wk}, F_w^*) \\ \text{or } 0,6 T_k \end{array} \right. \\ \text{accompanying} \\ 1,35 \text{ gr1b} \\ 1,35 \text{ gr2} + 1,5 \times 0,6 T_k \\ 1,35 (\text{gr3 or gr4}) + 1,5 \times 0,6 T_k \\ 1,35 \text{ gr5} \\ 1,5 T_k + 1,35 \times (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{rk}^*) \\ 1,5 F_{wk} \\ 1,5 Q_{Sn,k} \end{array} \right. \underbrace{\hspace{10em}}_{\mathbf{\psi_0 gr1a}}$$

3.2.1 Kombinimi karakteristik, frekuent dhe kuazi-permanent i ngarkesave te trafikut

Me te njejtin kuptim te simboleve, kombinimet e ngarkesave qe do te merren parasysh per verifikimet SLS mund te shkruhen lehte. Pra kombinimi karakteristik i ngarkesave behet:

Leading action, **gr1a** accompanying

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj, \text{sup}} \text{ or } G_{kj, \text{inf}}) "+" (1,00 \text{ or } 0) \times S "+" \left\{ \begin{array}{l} (TS + UDL + q_{fk}^*) + \left\{ \begin{array}{l} \min(0,6 F_{Wk}, F_w^*) \\ \text{or } 0,6 T_k \end{array} \right\} \\ \text{gr1b} \\ \text{gr2} + 0,6 T_k \\ (\text{gr3 or gr4}) + 0,6 T_k \\ \text{gr5} \\ T_k + (0,75TS + 0,4UDL + 0,4q_{fk}^*) \\ F_{Wk} \\ Q_{Sn,k} \end{array} \right\}$$

$\psi_0 \text{gr1a}$

Kombinimi frekuent i ngarkesave behet:

Leading action, **$\psi_1 \text{gr1a}$** accompanying

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj, \text{sup}} \text{ or } G_{kj, \text{inf}}) "+" (1,00 \text{ or } 0) \times S "+" \left\{ \begin{array}{l} (0,75TS + 0,4UDL) + 0,5 T_k \\ 0,75 \text{ gr1b} \\ 0,4 \text{ gr3} + 0,5 T_k \\ 0,75 \text{ gr4} + 0,5 T_k \\ 0,2 F_{Wk} \\ 0,6 T_k \end{array} \right\}$$

Dhe kombinimi unik kuazi-permanent eshte:

Leading action (no accompanying)

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj, \text{sup}} \text{ or } G_{kj, \text{inf}}) "+" (1,00 \text{ or } 0) \times S "+" 0,5 T_k$$

5. PARAMETRAT SIZMIKE TE PROJEKTIMIT NE ZONEN E NDERTIMIT TE VEPRES

5.1. Veprimi sizmik

Ne perputhje me EN-1998-1 “Projektimi i strukturave per rezistencen ndaj termeteve” per nje zone specifike reference me siperfaqe topografike horizontale rigjide (klasi A) eshte definuar nje rrezik sizmik bazik, ne vecanti vlerat maksimale horizontale te nxitimit ag dhe te parametrave qe definojne spektrin e reagimit sipas EN-1998-1, te cilat gjenden ne korrespondence te nje pike te rrjetit koordinativ (rrjet reference) nyjet e te cilit jane mjaftueshem afer me njeri – tjetrin (jo me larg se 10 km) dhe per periodat e ndryshme te kthimit T_R te cilat i perkasin nje intervali reference ndermjet 30 dhe 2475 vjet, duke perfshire ekstremet.

Veprimi sizmik i identifikuar ne kete menyre eshte ndryshuar me vone, ne menyra te shprehura qarte nga EN-1998-1, per te marre parasysh ndryshimet e prodhuara nga kushtet lokale te stratigrafise nen siperfaqesore aktualisht te pranishme ne kantierin e ndertimit dhe siperfaqen morfologjike. Keto ndryshime karakterizojne pergjigjen sizmike.

Ne perputhje me Eurocode 8 “Projektimi i strukturave per rezistencen ndaj termeteve” – Pjesa 1: Rregulla te pergjithshme, veprimi sizmik dhe rregullat per ndertesat, verifikimet strukturore jane kryer me metoden e gjendjeve kufitare semi-probabilistike.

Strukturat ne rajonet sizmike duhet te projektohen dhe ndertohen ne menyre te tille, qe, me nje shkalle adekuat besueshmerie, te kenaqen kerkesat qe vijojne:

- Kerkesa e mos-shembjes

Struktura duhet te projektohet dhe ndertohet e tille qe te perballoje veprimin sizmik projektues te perkufizuar ne Seksionin 3, pa pesuar shembje lokale apo teresore, duke ruajtur keshtu integritetin e saj strukturor, si dhe nje kapacitet ngarkese-mbajtes mbetes, pas veprimeve sizmike. Veprimi projektues sizmik shprehet nepermjet: a) veprimit reference sizmik qe lidhet me nje probabilitet reference kalimi te tij, PNCR, ne 50 vjet ose me nje periudhe reference te rikthimit, TNCR; dhe b) faktorit te rendesise γ_I (shih EN 1990:2002, si dhe pikat (2)P dhe (3)P te kesaj klauzole) per te marre parasysh diferencimin e besueshmerise.

Shenim 1: Vlerat qe u caktohen PNCR ose TNCR per t’u perdorur ne nje vend, mund te gjenden ne Aneksin perkates Kombetar te ketij dokumenti. Vlerat e rekomanduara per PNCR ose TNCR jane: PNCR = 10% dhe TNCR = 475 vjet.

Shenim 2: Vlera e probabilitetit te kalimit, PR ne TL vjet e nje niveli te caktuar te veprimit sizmik lidhet me periudhen mesatare te rikthimit, TR, te ketij niveli te veprimit sizmik me ane e shprehjes: $TR = -TL / \ln(1 - PR)$. Keshtu, per nje TL te dhene, veprimi sizmik mund te specifikohet ne menyre ekuivalente ose me ane te periudhes se tij mesatare te rikthimit, TR, ose me ane te probabilitetit te kalimit, PR ne TL vjet.

- Kerkesa e kufizimit te demtimeve

Struktura duhet te projektohet dhe ndertohet e tille, qe nje veprim sizmik, i cili kundrejt veprimit sizmik projektues ka nje probabilitet me te madh qe te ndodhe, ajo ta perballoje pa pesuar demtime dhe kufizime persa i perket perdorimit (funksionalitetit), kostoja e te cilave do te ishte shume me e larte ne krahasim me koston e vete strukture. Veprimi sizmik qe duhet te merret parasysh per “kerkesen e kufizimit te demtimeve” ka nje probabilitet kalimi, PDLR, ne 10 vjet dhe nje periudhe perseritjeje, TDLR. Ne mungese te te dhenave me te sakta, per verifikimin e “kerkeses se kufizimit te demtimeve”, mund te perdoret faktori i reduktimit ndaj veprimit sizmik projektues ne perputhje 4.4.3.2 (2).