



**BASHKIA TIRANE**  
**DREJTORIA E PËRGJITHSHME E PUNËVE**  
**PUBLIKE**

**STUDIM PROJEKTIM: “NDËRTIMI I URËS NË LAGJEN**  
**FEZAJ, FSHATI ZALL BASTAR”**

**PROJEKT ZBATIM**

**RELACION KONSTRUKTIV I URES**



**PROJEKTUES**

**"INSTITUTI DEKLIADA ALB" sh.p.k**  
**ADMINISTRATOR**  
**Z. DEVIS HASALAMI**

## TABELA E PERMBAJTJES

KAPITULLI 1.....	7
TE DHENA TE PERGJITHSHME MBI PROJEKTIMIN E URES.....	7
<b>1.1. GJEOMETRIA E TRUPIT TE URES (MBISTRUKTURA).....</b>	<b>8</b>
1.1.1. PRERJA GJATESORE.....	8
1.1.2. SEKSIONI TERTHOR.....	8
<b>1.2. GJEOMETRIA E NENSTRUKTURES.....</b>	<b>8</b>
1.2.1. PILAT.....	8
1.2.2. BALLNAT.....	9
1.2.3. CERNIERAT.....	11
<b>1.3. SPECIFIKIMET E PROJEKTIMIT.....</b>	<b>11</b>
1.3.1. JETEGJATESIA E VEPRES.....	11
1.3.2. ELEMENTET JO STRUKTUROR.....	11
1.3.3. TE DHENAT E TRAFIKUT.....	13
1.3.4. KUSHTET MJEDISORE.....	14
<b>1.4. SPECIFIKIMET E MATERIALEVE STRUKTURORE.....</b>	<b>15</b>
1.4.1. CELIKU I ARMIMIT.....	15
1.4.2. BETONI.....	16
<b>1.5. REKOMANDIME PER PROCESIN E ZBATIMIT TE PROJEKTIT.....</b>	<b>20</b>
KAPITULLI 2.....	21
BAZAT E PROJEKTIMIT (EN 1990).....	21
<b>2.1. EN 1992 SEKSIONI 3 – PRINCIPET E PROJEKTIMI ME GJFUNDJET KUFITARE.....</b>	<b>22</b>
2.1.1. SITUATAT E PROJEKTIMIT.....	22
2.1.2. GJFUNDJET KUFITARE (LIMIT STATES).....	22
<b>2.2. EN 1992 SEKSIONI 4 – VARIABLAT BAZE.....</b>	<b>23</b>
2.2.1. VEPRIMET.....	23
2.2.2. VETITE E MATERIALEVE.....	24
<b>2.3. VLERAT E PROJEKTIMIT.....</b>	<b>24</b>
2.3.1. FAKTORET PJESORE.....	24
2.3.2. GJFUNDJET KUFITARE TE SHKATERRIMIT (ULS).....	24
2.3.3. KOMBINIMI I VEPRIMEVE.....	24
2.3.4. VERIFIKIMI I GJFUNDJEVE KUFITARE.....	26
KAPITULLI 3.....	27
VEPRIMET NE TRUPIN E URES (EN 1991).....	27
<b>3.1. VEPRIMET AKSIDENTALE.....</b>	<b>28</b>
3.1.1. IMPAKTI I AUTOMJETEVE NE NENSTRUKTUREN E URES.....	28
3.1.2. IMPAKTI I AUTOMJETEVE NE MBISTRUKTUREN E URES.....	28
<b>3.2. NGARKESAT E TRAFIKUT.....</b>	<b>30</b>

3.2.1.	MODELET E NGARKIMIT STATIK.....	30
3.2.1.1.	MODELET STATIKE TE NGARKIMIT VERTIKAL.....	31
3.2.2.	GRUPET E NGARKESAVE TE TRAFIKUT NE RRUGE.....	32
3.2.3.	KOMBINIMET E NGARKESAVE.....	34
3.2.4.	MODELET E NGARKIMIT PER LODHJEN.....	36
3.2.5.	VLERESIMI I EFEKTEVE TE LODHJES.....	37
KAPITULLI 4.....		41
MODELIMI I URES DHE ANALIZA STRUKTURE.....		41
4.1.	HYRJE.....	42
4.2.	EFEKTI I REDUKTIMIT TE SFORCIMEVE TANGENCIALE.....	42
4.2.1.	ANALIZA GLOBALE.....	42
4.2.2.	MODELIMI I STRUKTURES.....	43
	Struktura e ures eshte modeluar dhe analizuar ne programin ETABS Ultimate 20.....	43
4.3.	EFEKTI I DEFORMKOHES SE BETONIT (RAPORTET MODULARE).....	45
4.3.1.	RAPORTI MODULAR PER KOHE TE SHKURTER.....	45
4.3.2.	RAPORTI MODULAR PER KOHE TE GJATE.....	46
4.4.	VETITE ELASTO MEKANIKE TE SEKSIONIT TERHTOR.....	47
4.5.	NGARKESAT E MODELIMIT.....	48
4.5.1.	PESHA VETJAKE.....	48
4.5.2.	ELEMENTET JO STRUKTURE.....	48
4.5.3.	TKURRJA E BETONIT NE TRUPIN E URES.....	48
4.5.4.	TRAFIKU RRUGOR.....	50
4.6.	ANALIZA GLOBALE.....	52
4.6.1.	TE PERGJITHSHME.....	52
4.6.2.	ZONAT E PLASARITURA RRETH MBESHTETJEVE TE BRFUNDSHME.....	52
4.6.3.	RESKIONET NE MBESHTETJET VERTIKALE.....	52
4.6.4.	FORCAT E BRFUNDSHME DHE MOMENTET.....	52
KAPITULLI 5.....		54
PROJEKTIMI I ELEMENTEVE STRUKTUROR TE URES.....		54
5.1.	HYRJE.....	55
5.1.1.	VERIFIKIMET LOKALE TE SOLETES.....	55
5.1.2.	JETEGJATESIA - SHTRESA MBROJETESE.....	55
5.1.3.	VERIFIKIMI I ARMATURES TERTHORE.....	56
5.1.3.1.	FORCAT E BRFUNDSHME DHE MOMENTET PER ANALIZEN GLOBALE	56
5.1.3.2.	SIPERFAQJA MINIMALE E ARMIMIT.....	57
5.1.3.3.	REZISTENCA NE PERKULJE SIPAS ULS.....	58
5.1.3.4.	REZISTENCA NE PERKULJE SIPAS ULS.....	59

<b>5.1.3.5.</b>	<b>LIMITIMI I SFORCIMEVE PER KOMBINIMIN KARAKTERISTIK TE SLS</b>	59
<b>5.1.3.6.</b>	<b>KONTROLI PER FORCE PRERESE VERTIKALE</b>	60
<b>5.1.3.7.</b>	<b>NDERVEPRIMI MES SFORCIMIT PRERES GJATESOR DJE MOMENTIT PERKULES TERHOR TE SOLETES</b>	61
<b>5.1.4.</b>	<b>KONTROLI PER SHPIM (ULS)</b>	62
KAPITULLI 6		64
ANALIZA E STRUKTURES		64
<b>6.1.</b>	<b>REZULTATE NGA ANALIZA E MODELIT</b>	65

## **HYRJE**

### **• EUROKODET PER PROJEKTIMIN E URAVE**

Eurokodet, të rFunditur në tabelën I, përbëjnë një grup prej 10 standardesh Europiane (EN) për projektimin e veprave të inxhinierisë civile dhe produkteve ndërtimore. Ato janë hartuar nga Komiteti Evropian për Standardizim (CEN) dhe përmbajnë përvojën kombëtare dhe rezultatet kërkimore, së bashku me ekspertizën e organizatave ndërkombëtare teknike dhe shkencore. Seria e Eurocodeve mbulon të gjitha materialet kryesore të ndërtimit, të gjitha fushat kryesore të inxhinierisë strukturore dhe një gamë të gjerë të llojeve të strukturave dhe produkteve.

Tabela I: Pjeset e Eurocodeve

EN 1990	Eurocode 0: Baza e Projektimit Struktural EN
1991	Eurocode 1: Veprimet ne Struktura
EN 1992	Eurocode 2: Projektimi i Strukturave Betonarme
EN 1993	Eurocode 3: Projektimi i Strukturave Metalike
EN 1994	Eurocode 4: Projektimi i Strukturave kompozite metalike dhe betonarme
EN 1995	Eurocode 5: Projektimi i Strukturave Prej Druri
EN 1996	Eurocode 6: Projektimi i Strukturave Prej Murature
EN 1997	Eurocode 7: Projektimi Gjeoteknik
EN 1998	Eurocode 8: Projektimi i Strukturave per rezistence antisizmike
EN 1999	Eurocode 9: Projektimi i Strukturave Prej Alumini

Nga marsi i vitit 2010, Eurokodet synohen të jenë standardet e vetme për projektimin e trukturave në vFundet e Bashkimit Europian (BE) dhe Shoqatës Europiane të Tregtisë së Lirë (EFTA). Shtetet Anëtare të BE-së dhe EFTA pranojnë se Eurokodet shërbejnë si:

- Një mjet për të vërtetuar përputhjen e ndërtesave dhe punimeve të inxhinierisë civile me kërkesat thelbësore të Direktivës për Produktet e Ndërtimit (Direktiva 89/106/EEC), veçanërisht Kërkesa Themelore 1 "Rezistenca mekanike dhe qëndrueshmëria" dhe Kërkesa Themelore 2 "Siguria në rast zjarri";
- Një bazë për specifikimin e kontratave për punët e ndërtimit dhe shërbimet inxhinierike përkatëse;
- Një kornizë për hartimin e specifikimeve teknike të harmonizuara për produktet e ndërtimit (EN dhe ETA).

Eurokodet janë zhvilluar nën drejtimin dhe bashkëveprimin e CEN/TC250 "Eurokodet Strukturore". Roli i CEN/TC250 dhe nënkomiteteve të tij është të menaxhojnë të gjithë punën për Eurokodet dhe të mbikëqyrin zbatimin e tyre. Grupi Horizontal Bridges është krijuar brFunda CEN/TC250 me qëllim të lehtësimit të ndërlidhjes teknike për çështjet që lidhen me urat dhe për të mbështetur strategjinë më të gjerë të CEN/TC250.

### **• PJESET E EUROKODEVE PER URAT**

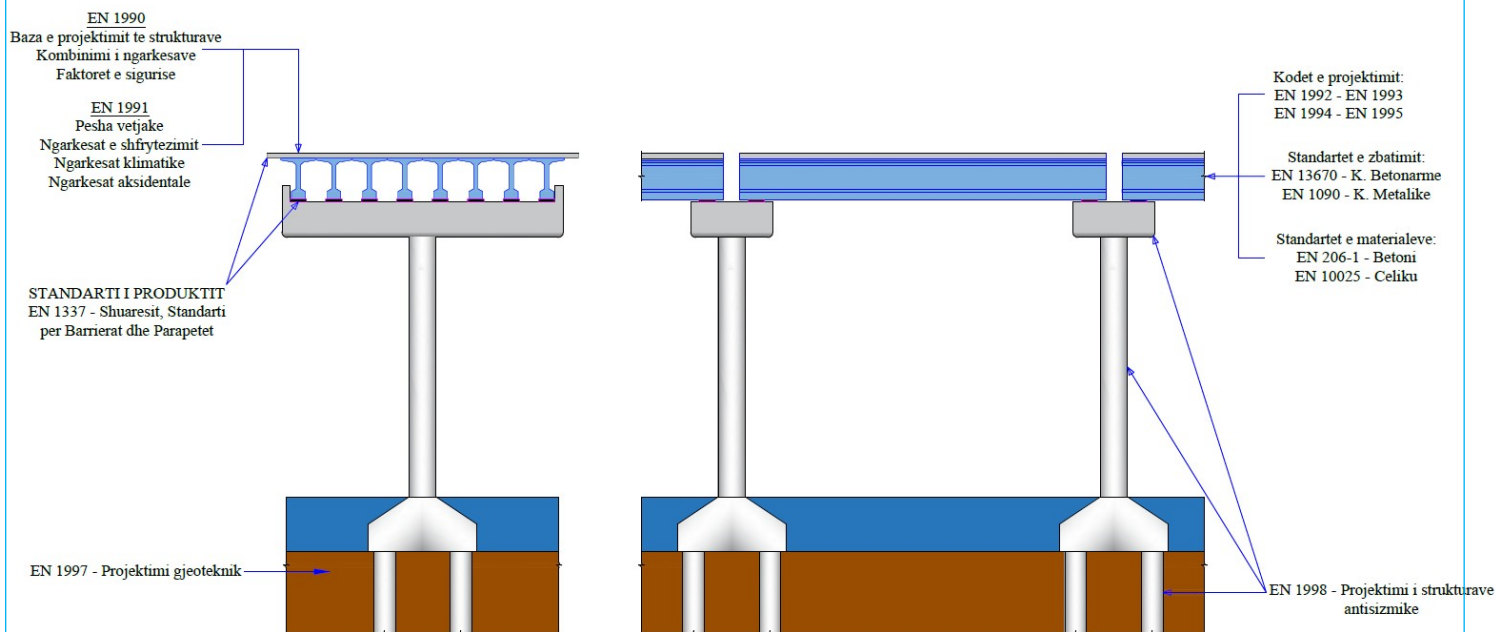
Çdo Eurokod, përveç EN 1990, është i ndarë në një numër pjesësh që mbulojnë aspekte të veçanta. Eurokodet për strukturat prej betoni, çeliku, kompoziti dhe druri dhe për projektimin sizmik përmbajnë një pjesë të dytë që mbulon në mënyrë eksplicite projektimin e urave rrugore dhe hekurudhore. Këto pjesë janë të destinuara për t'u përdorur për projektimin e urave të reja, duke përfshirë kalatat, bazamentet, muret ballorë dhe muret anësorë etj., dhe themelet e tyre. Materialet e mbuluara në këto Eurokode janë i) betoni i thjeshtë, i armuar dhe i paranderur i bërë me inerte normale ose me peshë të lehtësuar, ii) çelik, iii) përbërje kompozite çeliku - betoni dhe iv) lëndë druri ose materiale të tjera me bazë druri, me ose pa beton, çelik. ose materiale të tjera. Urat me kavo dhe me hark nuk janë plotësisht të mbuluara në Eurokode. Urat e varura, urat prej druri dhe murature, urat e lëvizshme dhe urat lundruese përjashtohen nga objekti i pjesës së dytë të Eurokodit 8.

Projektuesi i urës përdor EN 1990 për bazën e projektimit, së bashku me EN 1991 për veprimet, EN 1992 deri EN 1995 (në varësi të materialit) për projektimin strukturor dhe detajimin, EN 1997 për aspektet gjeoteknike dhe EN 1998 për projektimin antisizmik. Pjesët kryesore të Eurokodit të përdorura për projektimin e urave të betonit, çelikut dhe kompozitit janë dhënë në tabelën II.

Dhjetë Eurokodet janë pjesë e një familjeje më të gjerë të standardeve evropiane, të cilat përfshijnë gjithashtu standardet e materialeve, produkteve dhe zbatimit. Eurokodet synohet të përdoren së bashku me dokumente të tilla normative dhe, duke iu referuar atyre, të adoptojnë disa nga dispozitat e tyre. Fig. I ilustron në mënyrë skematike përdorimin e Eurokodeve së bashku me materialin (p.sh. betoni dhe çeliku), produktin (p.sh. shuarësit, barrierat dhe parapetet) dhe standardet e zbatimit për projektimin dhe ndërtimin e një ure.

**Tabela II: Permbledhje e pjeseve kryesore te Eurokodeve te perdorura per projektimin e urave betonarme, metalike dhe kompozite si edhe elementeve te tyre.**

<b>PJESA E EC</b>	<b>PERMBAJTJA</b>	<b>Betonarme</b>	<b>Metal</b>	<b>Kompozit</b>
EN 1990	Bazat e projektimit	√	√	√
EN 1990/A1	Urat	√	√	√
EN 1991-1-1	Pesha Vetjake	√	√	√
EN 1991-1-3	Ngarkesat e debores	√	√	√
EN 1991-1-4	Ngarkesat e eres	√	√	√
EN 1991-1-5	Ngarkesat termike	√	√	√
EN 1991-1-6	Ngarkesat gjate zbatimit	√	√	√
EN 1991-1-7	Ngarkesat aksidentale	√	√	√
EN 1991-2	Ngarkesat e trafikut	√	√	√
EN 1992-1-1	Rregulla te pergjithshme	√		√
EN 1992-2	Urat	√		√
EN 1993-1-1	Rregulla te pergjithshme		√	√
EN 1993-1-5	Elementet e formuar me pllaka		√	√
EN 1993-1-7	Ngarkimi jashte planar		√	√
EN 1993-1-8	Nyjet		√	√
EN 1993-1-9	Lodhja		√	√
EN 1993-1-10	Fortesia e materialit		√	√
EN 1993-1-11	Elementet ne terheqje		√	√
EN 1993-1-12	Strukturat e formuara me pllaka ne ngarkim terthor		√	√
EN 1993-2	Urat		√	√
EN 1993-5	Pilotimi		√	√
EN 1994-1-1	Rregulla te pergjithshme			√
EN 1994-2	Urat			√
EN 1997-1	Rregulla te pergjithshme	√	√	√
EN 1997-2	Testimi	√	√	√
EN 1998-1	Rregulla te pergjithshme , veprimi sizmik	√	√	√
EN 1998-2	Urat	√	√	√
EN 1998-5	Themelet	√	√	√



**Fig. 1: Përdorimi i Eurokodeve me standartet për produktet, materialet dhe zbatimin për urat (figure ilustrative)**

## • RAPORTI

Në vijim, Kapitulli 1 përshkruan gjeometrinë dhe materialet të cilat do të përdoren për ndërtimin e urës, si dhe supozimet kryesore dhe llogaritjet e detajuara strukturore. Secili nga kapitujt pasues paraqet parimet dhe rregullat kryesore të një Eurokodi specifik dhe zbatimin e tyre në urën e marrë në llogaritje. Konceptet kryesore të bazës së projektimit, përkatësisht situatat e projektimit, gjfundjet kufitare dhe kombinimet e veprimeve, diskutohen në Kapitullin 2. Kapitulli 3 trajton veprimet e përhershme, të erës, termike, trafikut, lodhjes si edhe kombinimet e tyre. Përdorimi i analizës FEM dhe projektimi i trupit të urës dhe pilave për ULS dhe SLS, duke përfshirë efektet e rFundit të dytë janë paraqitur përkatësisht në kapitujt 4 dhe 5. Kapitulli 6 paraqet llogaritjet e uljeve dhe rezistencës për pilat, projektimin e ballnave dhe verifikimin e themelit për situatën e projektimit sizmik. Kapitulli 7 ka të bëjë me projektimin për rezistencën ndaj tërmeteve duke marrë parasysh tipin e themelit të zgjedhur.

## KAPITULLI 1

### TE DHENA TE PERGJITHSHME MBI PROJEKTIMIN E URES



## 1.1. GJEOMETRIA E TRUPIT TE URES (MBISTRUKTURA)

### 1.1.1. PRERJA GJATESORE

Ne figuren 1.1 tregohet ura e cila ka nje mbistrukture te vazhdueshme me 7 hapësira drite me gjatësi 14m dhe 17m dhe me nje gjatësi totale prej 165m (bashke me ballnat). Trupi i ures ka lartësi konstante ne te gjithë gjatësinë e tij dhe aksi gjatësor është i drejtë dhe horizontal. Ura do te ndërtohet si konstrukcion betonarme monolite ku traret e trupit te ures mbështeten mbi jasteket e trareve mbi pila ne menyre monolite. Traret e ures lidhen me ballnat duke perdorur cerniera elastomerike te cilat kane 3 shkalle lirie. (3 zhvendosjet translative pengohen nga cerniera dhe lejohen 3 rrotullimet).

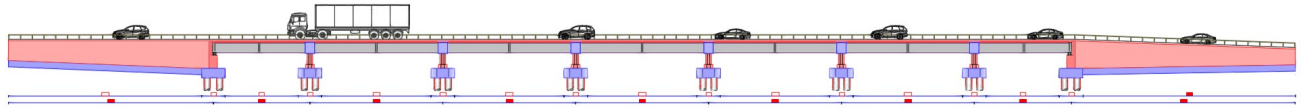


Fig. 1.1. Prerja gjatesore e ures

### 1.1.2. SEKSIONI TERTHOR

Seksioni terthor i trupit te ures është i perbere nga tre trare betonarme simetrik. Thellessia e ketyre dy trareve është 130cm. Hapësira aksiale e trareve është 160cm.

Thellessia e soletes varion nga 30cm mbi trare ne 15cm ne ane dhe 20cm ne mes te hapësires.

Gjeresia totale e soletes është 5.00m. Soleta del 70cm konsol ne te dyja anet.

Ne fig. 1.2 paraqitet nje seksion terthor tipik i ures.

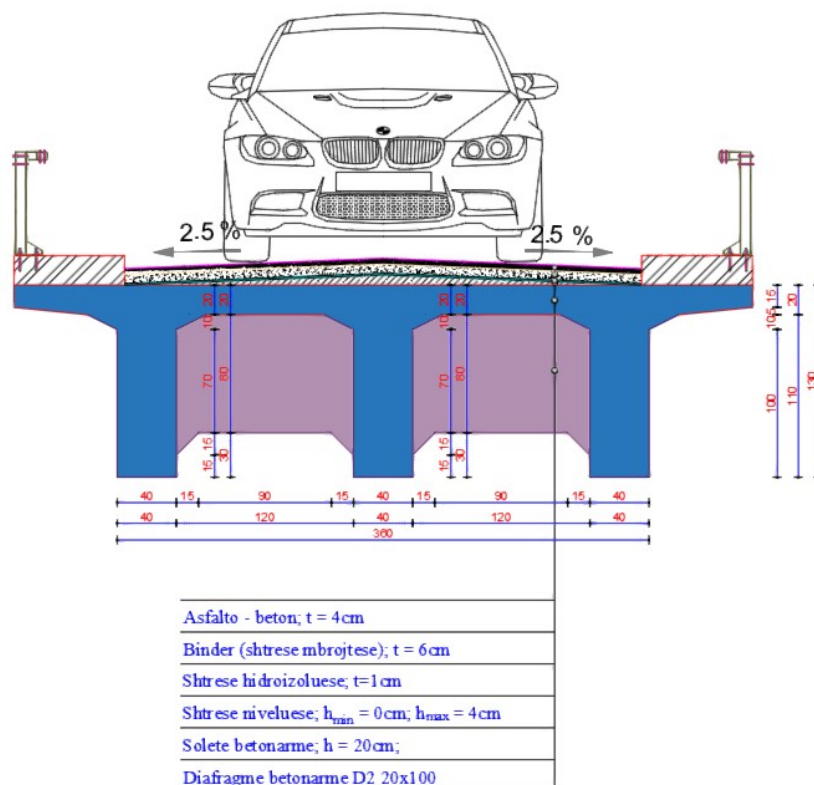


Fig. 1.2. Prerja gjatesore e ures

## 1.2. GJEOMETRIA E NENSTRUKTURES

### 1.2.1. PILAT

Ura ka 7 hapësira drite dhe ka 6 pila betonarme monolite. Pilat kanë seksion drejtkëndësh me të katër cepat e prerë. Lartësia e pilave është  $h = 190\text{cm}$  ( $50\text{cm} + 140\text{cm}$ ). Në  $50\text{cm}$  e para mbi jastekun e pilotave pila ka një zgjerim prej  $20\text{cm}$  për të mbrojtur bazën e pilës nga materialet inerte të rëndë të cilat transportohen nga uji i lumit. Seksioni i pilës është konstant me përmasa  $140 \times 70\text{cm}$  në  $140\text{cm}$  e sipërme dhe  $180 \times 110\text{cm}$  në  $50\text{cm}$  e bazës.

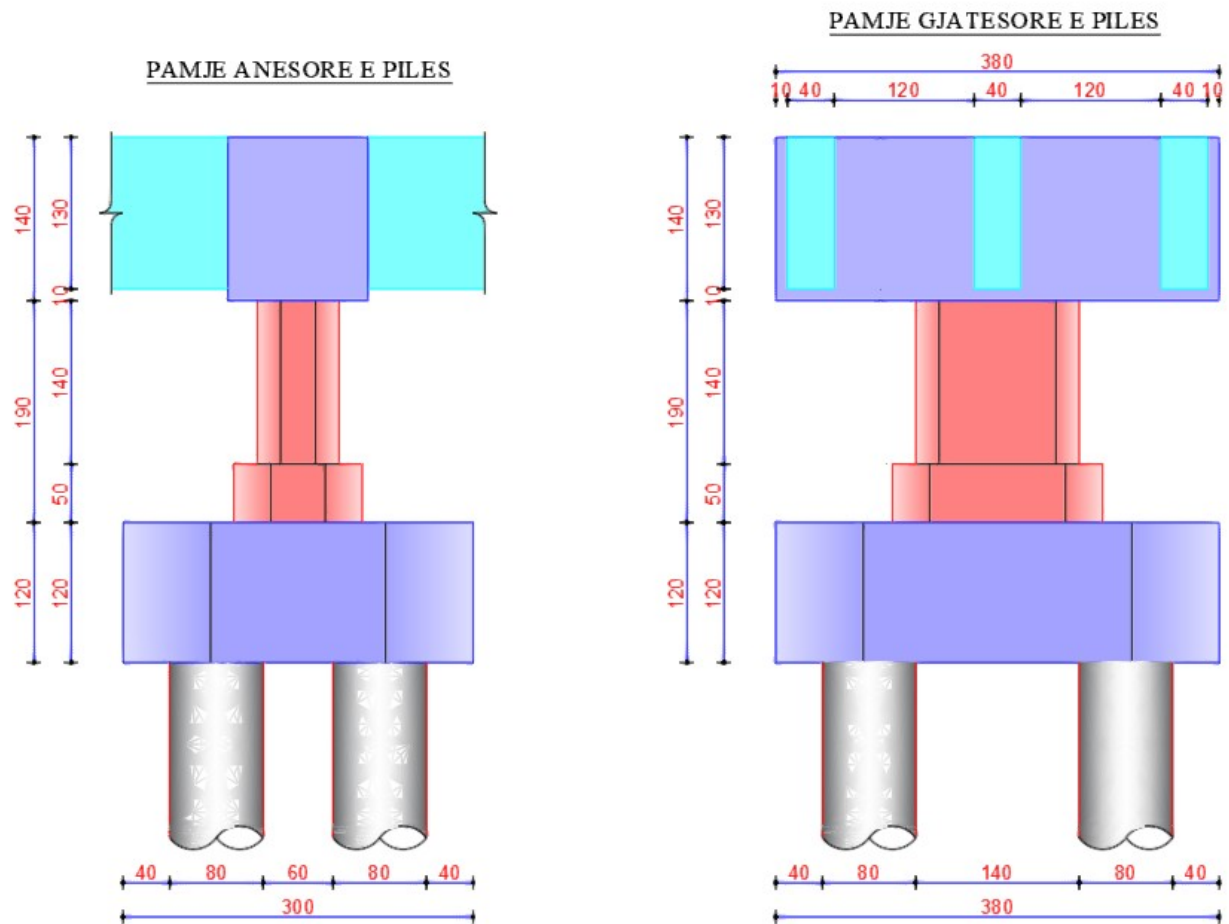


Fig. 1.3. Pamjet e pilave

## 1.2.2. BALLNAT

Ballnat e ures janë kontrolluar konform EN 1992 dhe EN 1998.

**Balli Nr. 1** e ka lartësinë  $350\text{cm}$ . Ky ball formohet nga muri kryesor betonarme mbi të cilin mbështeten trarët e mbisstrukturës, i është shkallëzuar për të lejuar hapësirë të mjaftueshme për montimin e trarëve dhe procedurave të mundshme të mirëmbajtjes gjatë gjithë jetëgjatësisë së ures. Muret e tjera betonarme kanë trashësi konstante  $50\text{cm}$ .

Balli shkarkon ngarkesat mbi themele të thella, tip pllake betonarme e mbështetur mbi pilota betonarme.

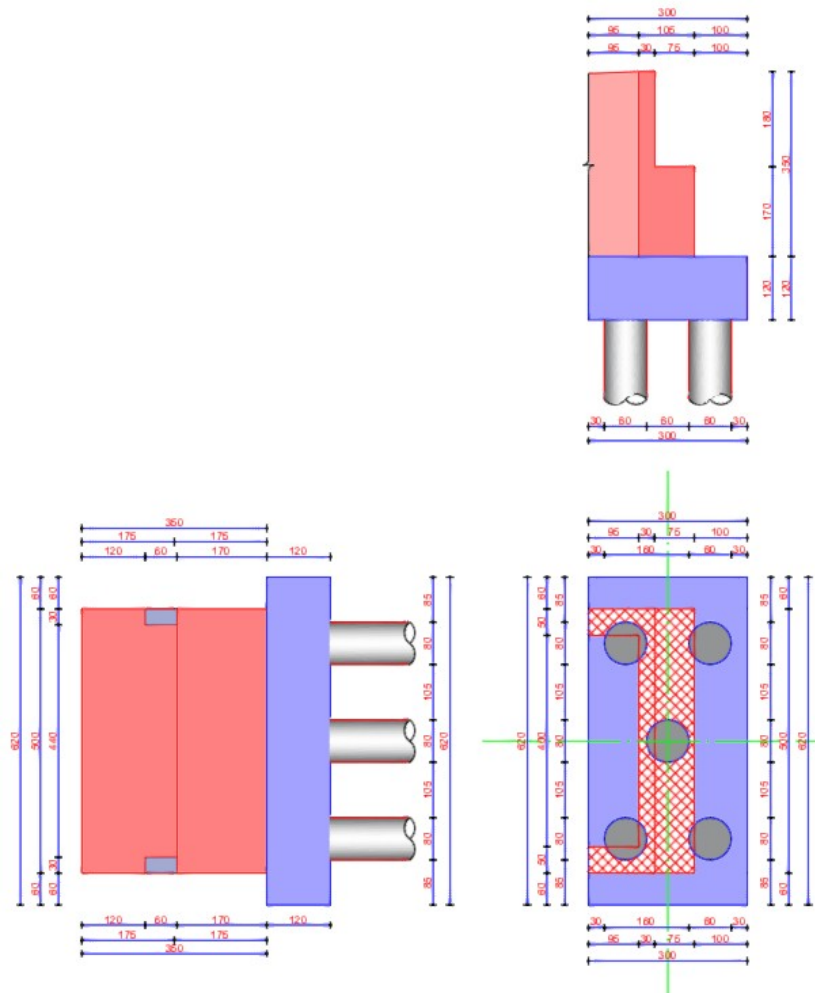


Fig. 1.4. Plani i ballit Nr. 1

**Balli Nr. 2** e ka lartesine 350cm. Ky ball formohet nga muri kryesor betonarme mbi te cilin mbeshteten traret e mbistruktures, i eshte i shkallezuar per te lejuar hapesine te mjaftueshme per montimin e trareve dhe procedurave te mundshme te mirembajtjes gjate gjithë jetegjatesise se ures. Muret e tjera betonarme kane trashesi konstante 50cm.

Balli shkarkon ngarkesat mbi themele te thella, tip pllake betonarme e mbeshtetur mbi pilota betonarme.

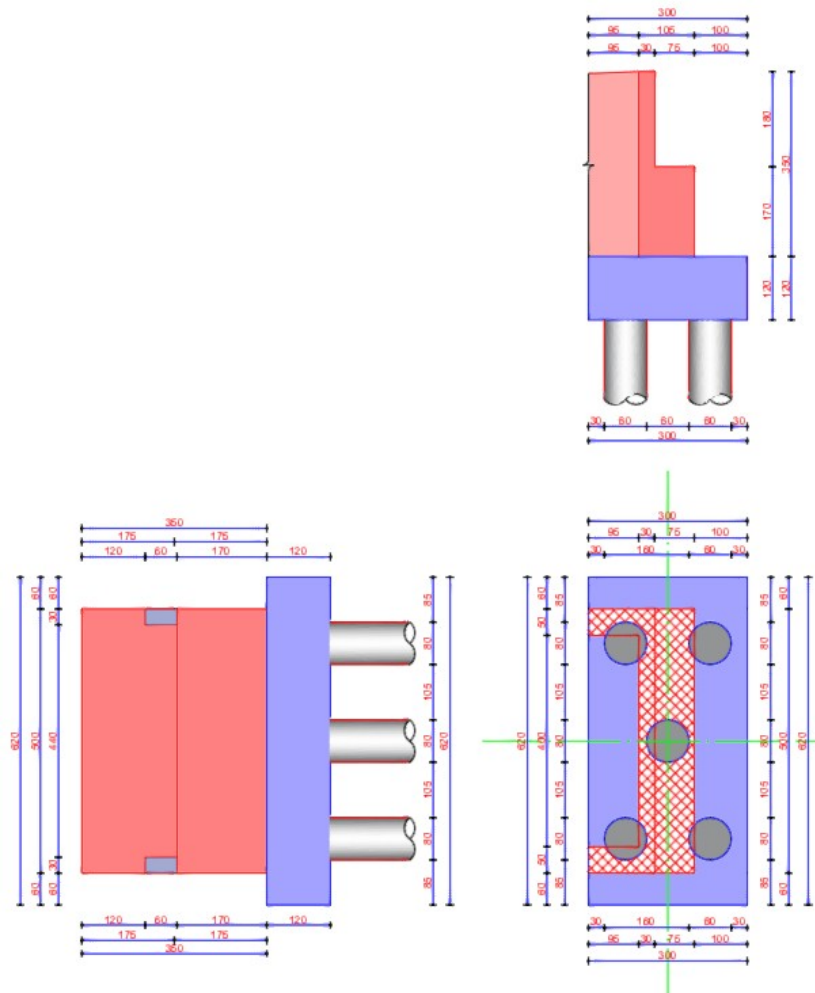


Fig. 1.5. Plani i ballit Nr. 2

### 1.2.3. CERNIERAT

Traret si elementet kryesore te mbeshtetjes se mbistrutures e shkarkojne ngarkesen horizontale dhe vertikale mbi ballnat nepermjet cernierave elastomerike. Keto cerniera funksionojne si izolatore sizmik dhe jane parashikuar te kene sjellje jo-lineare ne te dy drejtimet kryesore. Ato gjithashtu mundesojne lejimin e zhvendosjeve horizontale te strutures dhe transferimin e ngarkeses vertikale duke lejuar deformime vertikale brunda kufinjve te percaktuar.

Cernierat kane permasa ne plan 120cm x 120cm me lartesi 30cm ne ballna.

## 1.3. SPECIFIKIMET E PROJEKTIMIT

### 1.3.1. JETEGJATESIA E VEPRES

Ura eshte projektuar te kete jetegjatesi 100 vjet.

### 1.3.2. ELEMENTET JO STRUKTUROR

Per vleresimin e ngarkesave te perhershme jane marre ne konsiderate elementet e mbistrutures si me poshte:



### 1.3.3. TE DHENAT E TRAFIKUT

#### 1.3.3.1. GJEOMETRIA E KORSIVE TE TRAFIKUT

Rruga ka 1 korsi me gjeresi 3.50m, dhe dy trotuare me gjeresi 0.70m. Ne total rruga ka gjeresi prej 5.00m.

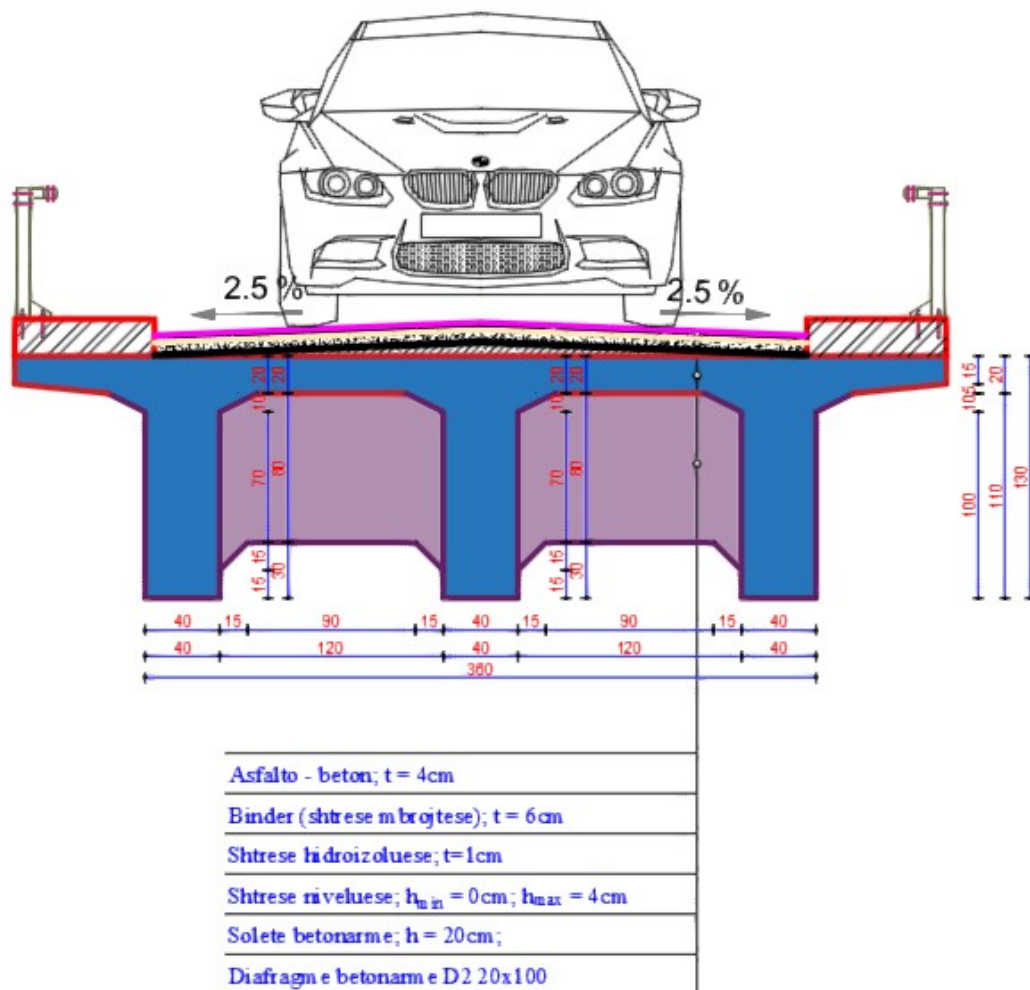


Fig. 1.8. Paraqitja e korsive te trafikut

#### 1.3.3.2. PERBERJA E TRAFIKUT

Ngarkesat e trafikut do te merren ne konsiderate nepermjet sistemit LM1 (Load Model 1 ose Modeli i Ngarkesave 1). Duke iu referuar EN 1991 – 1, LM1, i cili formohet nga nje ngarkese uniformisht e shperndare (UDL – Uniform Dead Load) dhe nje system ngarkesash te perqFundruara te automjeteve (TS – Tandem System). Sistemi LM1 modifikohet nepermjet koeficenteve  $\alpha$ . Vlerat e koeficenteve  $\alpha$  percaktohen ne Aneke ose ne EN 1991 – 1. Ne mungese te anekeve perkatese do pranohet  $\alpha_{Qi} = \alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 1.0$  ne baze te rekomandimit te EN 1991 – 2, 4.3.2.

Asnje automjet me ngarkese te jashtezakonshme nuk eshte marre ne konsiderate.

### 1.3.4. KUSHTET MJEDISORE

#### 1.3.4.1. TEMPRATURA

Per elementet e celikut strukturor, temperatura minimale ne hije eshte llogaritur  $-20^{\circ}\text{C}$  me nje periudhe rikthimi prej 50 vjet.

Diferenca e temperatures per analizen globale te struktures eshte llogaritur nga  $-10^{\circ}\text{C}$  ne  $+40^{\circ}\text{C}$ .

#### 1.3.4.2. LAGESHTIA

Lageshtia relative e ambientit (RH – relative humidity) eshte llogaritur te jete rreth 100%.

#### 1.3.4.3. VECORITE E ERES

Duke marre ne konsiderate shpejtine maksimale te eres ne zone dhe gjeometrine e trupit te ures eshte vFundosur qe efektet e eres jane te neglizhueshme dhe nuk jane marre ne konsiderate.

#### 1.3.4.4. KLASA E EKSPOZICIONIT

Duke u bazuar ne EN 1992 – 1 – 1 dhe ne standartin EN 206 – 1 klasat e ekspozicionit.

Per uren tone duke qene se e kemi ne ambient te jashtem me kontakt ciklik me lageshtine, pa rrezik korozioni nga kimikatet, pranohet klasa e ekspozicionit XC4.

Shtresa mbrojtese eshte percaktuar sipas formule se EN 1992 – 1 – 1, 4.4.1.1 (2)P:

$$C_{\text{nom}} = C_{\text{min}} + \Delta C_{\text{dev}}$$

$$C_{\text{min}} = \max \{C_{\text{min,b}}; C_{\text{min,dur}} + C_{\text{dur,y}} - C_{\text{dur,st}} - \Delta C_{\text{dur,add}}; 10\text{mm}\}$$

Ku:

$C_{\text{min,b}}$  - shtresa mbrojtese minimale per efekt te lidhjes se betonit me celikun, sipas 4.4.1.2 (3)

$C_{\text{min,dur}}$  - shtresa mbrojtese per shkak te kushteve ambientale, sipas 4.4.1.2 (5)

$C_{\text{dur,y}}$  - shtresa mbrojtese per efekt sigurie, sipas 4.4.1.2 (6)

$C_{\text{dur,st}}$  - shtresa mbrojtese per celik te pa korrodeshem (stainless steel), sipas 4.4.1.2 (7)

$C_{\text{dur,add}}$  - shtresa mbrojtese per mbrojtje shtese, sipas 4.4.1.2 (8)

$$C_{\text{min}} = \max \{32\text{mm}; 40\text{mm} + 0\text{mm} - 0\text{mm} - 0\text{mm}; 10\text{mm}\}$$

$$C_{\text{min}} = \max \{32\text{mm}; 40\text{mm}; 10\text{mm}\} = 40\text{mm}$$

Ne baze te 4.4.1.3 pranohet  $\Delta C_{\text{dev}} = 10\text{mm}$ .

Shtresa mbrojtese minimale do pranohet  $C_{\text{nom}} = 40 + 10 = 50\text{mm}$ .

## 1.4. SPECIFIKIMET E MATERIALEVE STRUKTURE

### 1.4.1. CELIKU I ARMIMIT

#### 1.4.1.1. PERZGJEDHJA E MATERIALIT TE PERSHTATSHEM

Ne baze te rekomandimeve te EN 1992 dhe EN 1998 celiku i armimit per vepren e projektuar do te perdoret i klases B500C si celik i cili ofron duktilitet te koniderueshem nen ngarkimin sizmik te struktures.

CELIKU KLASA	SHUFRA ARMIMI			ZGARA TE HOLLA		
	A	B	C	A	B	C
REZISTENCA KARAKTERISTIKE NE RRJEDHSHMERI $f_{yk}$ ose $f_{0.2k}$ (Mpa)	400 deri 600					
$k = (f_t / f_y)_k$	$\geq 1.05$	$\geq 1.08$	$\geq 1.15 < 1.35$	$\geq 1.05$	$\geq 1.08$	$\geq 1.15 < 1.35$
DEFORMIMI KARAKTERISTIK PER FORCE MAKSIMALE, $\epsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2.50$	$\geq 5.0$	$\geq 7.50$	$\geq 2.50$	$\geq 5.0$	$\geq 7.50$
ZONA E SFORCIMIT (MPa) PER EFEKT TE LODHJES ME LIMIT TE SIPERM $0.6f_{yk}$	150			100		

Tab. 3. Karakteristikat e celikut te armimit sipas EN 1992-1-1 dhe EN 206-1

Celiku i armimit i klasit A eshte ai i terhequr ne te ftohte ndersa klasat B dhe C jane te punuar ne te nxehte. Per zone sizmike si vFundi yne, rekomandohen celiqe me rezistence 400 deri 600 MPa me klase te larte duktiliteti sic eshte ai B500C.

#### 1.4.1.2. MARREDHENIA SFORCIM – DEFORMIM E CELIKUT

Me poshte ne fig. 2.0 dhe 2.1 paraqiten marredheniet  $\sigma_s - \epsilon_s$  te celikqeve te terhequr ne te ftohete dhe atyre te punuar ne te nxehte. Celiku qe kemi zgjedhur i perket rastit te pare i ilustruar ne fig. 2.0.

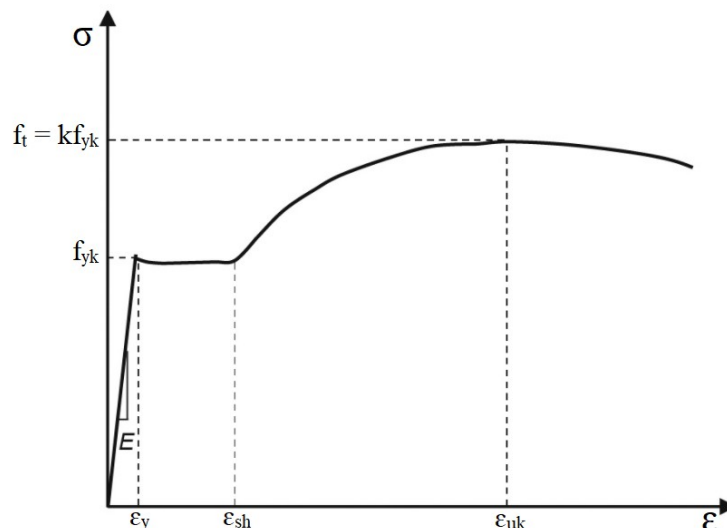


Fig. 2.0. Marredhenia  $\sigma_s - \epsilon_s$  e celikut te punuar ne te nxehte



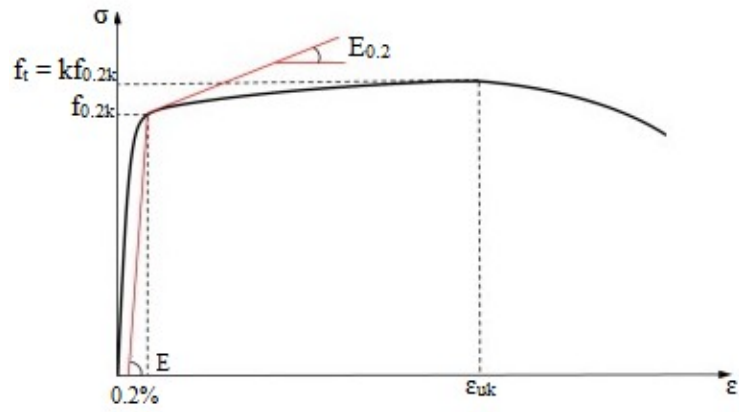


Fig. 2.1. Marredhenia  $\sigma_s - \epsilon_s$  e celikut te terhequr ne te ftohte

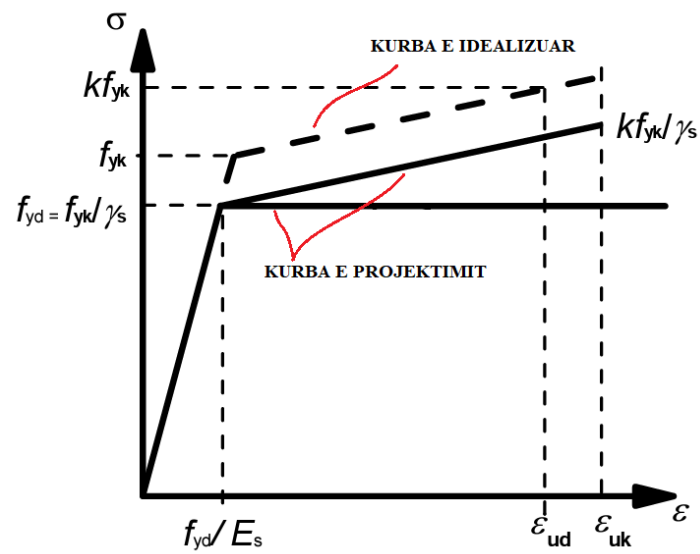


Fig. 2.2. Marredhenia  $\sigma_s - \epsilon_s$  e celikut e idealizuar e perdorur ne llogaritjet strukturore

$$k = (f_t / f_y)_k$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk}$$

## 1.4.2. BETONI

### 1.4.2.1. REZISTENCA E BETONIT SIPAS KLASSES

- Rezistenca e projektimit ne shtypje,  $f_{cd}$ :  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
- Rezistenca e projektimit ne terheqje,  $f_{ctd}$ :  $f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk} / \gamma_c$

Ku  $\alpha_{cc}$  dhe  $\alpha_{ct}$  jane koeficiente te cilet marrin parasysh efektet e menyres se aplikimit te ngarkesave ne nje kohe te gjate, ne rezistencen ne shtypje dhe terheqje te betonit. Vlerat merren ne anekset kombetare. Ne mungese te anekseve rekomandohen vlerat  $\alpha_{cc} = 1$  dhe  $\alpha_{ct} = 1$ .

#### 1.4.2.2. REZISTENCA E BETONIT SIPAS KOHES

Vleresimi i rezistences se betonit per cdo moment ne kohe jepet sipas formule:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$$

ku  $f_{cm}(t)$  eshte rezistenca mesatare ne shtypje ne kohen  $t$  dite pas betonimit.

$$\beta_{cc}(t) = \exp \{S[1-(28/t)^{1/2}]\}$$

Koeficienti  $S$  varet nga tipi i cimentos:  $S = 0.20$  per cemento me ngurtesim te shpejte (Klasa R),  $S = 0.25$  per cemento me ngurtesim normal (Klasa N) dhe  $S = 0.38$  per cemento me ngurtesim te ngadalte (Klasa S). Klasat jane te percaktuara sipas standartit EN 197-1.

#### 1.4.2.3. REZISTENCA E BETONIT SIPAS KOHES

- Vlerat e dhena ne EC2 jane teorike dhe varen edhe nga tipi i agregatit.

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0.3} E_{cm}$$

- Moduli Tangent  $E_c$  mund te pranohet si  $1.05E_{cm}$
- Moduli Poisson merret si:
  - 0.2 per betonin e pa plasaritur
  - 0.0 per betonin e plasaritur
- Koeficienti i bymimit linear merret  $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$

#### 1.4.2.4. MARREDHENIA SFORCIM – DEFORMIM E BETONIT

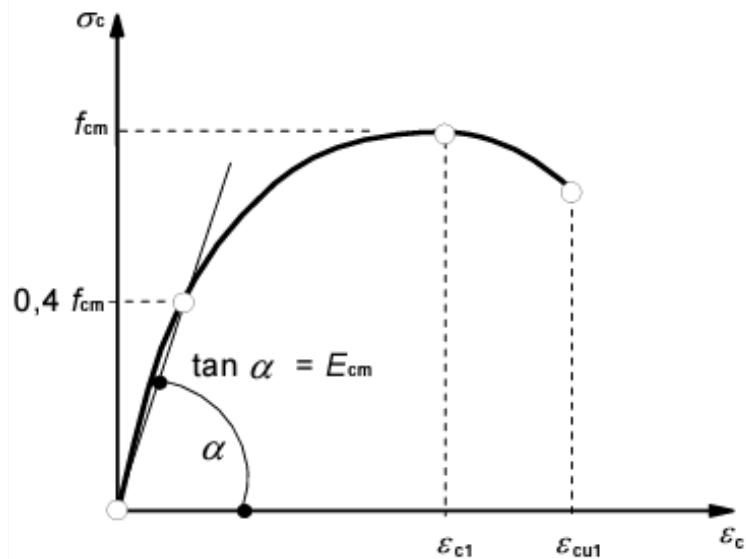


Fig. 3.1. Marredhenia  $\sigma_c - \epsilon_c$  skematike

Ne fig. 3.1 paraqitet marredhenia  $\sigma_c - \epsilon_c$  e cila perdoret per te kryer *llogaritjet strukurore*.

$$\epsilon_{c1} (\%) = 0.7 f_{cm}^{0.31}$$

$$\epsilon_{cu1} (\%) = 2.8 + 27[(98-f_{cm})/100]^4 f_{cm}/100 \text{ per } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa, perndryshe } \epsilon_{cu1} (\%) = 3.5$$

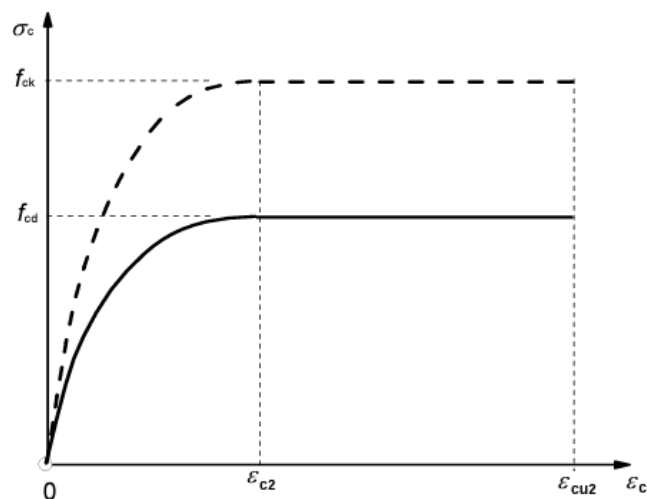


Fig. 3.2. Marredhenia  $\sigma_c - \epsilon_c$  skema parabol – drejtkFundesh

Ne fig. 3.2 dhe 3.3 paraqitet marredhenia  $\sigma_c - \epsilon_c$  e cila perdoret per te kryer *analizen e seksionit*.

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ per } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ per } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$$

$$n = 1.4 + 23.4 [(90 - f_{ck})/100]^4 \text{ per } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa, perndryshe } n = 2.0$$

$$\epsilon_{c2} (\%) = 2.0 + 0.085 (f_{ck} - 50)^{0.53} \text{ per } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa, perndryshe } \epsilon_{c2} (\%) = 2.0$$

$$\epsilon_{cu2} (\%) = 2.6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4 \text{ per } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa, perndryshe } \epsilon_{cu2} (\%) = 3.5$$

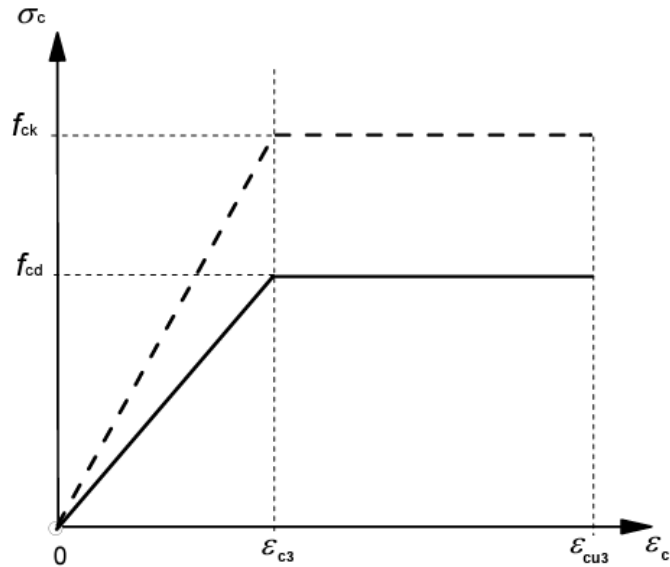


Fig. 3.3. Marredhenia  $\sigma_c - \epsilon_c$  skema bi-lineare

$\epsilon_{c3} (\%) = 1.75 + 0.55 [(f_{ck} - 50)/40]$  per  $f_{ck} \geq 50$  MPa, perndryshe  $\epsilon_{c3} (\%) = 1.75$

$\epsilon_{cu3} (\%) = 2.6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$  per  $f_{ck} \geq 50$  MPa, perndryshe  $\epsilon_{cu2} (\%) = 3.5$

#### 1.4.2.5. TRKURRJA E BETONIT

Deformimi i betonit sipasojë e tkurrjes  $\epsilon_{cs}$  perbehet nga dy komponente:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

ku:

- deformimi nga ngurtesimi i betonit

$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \epsilon_{cd,0}$  ku  $\epsilon_{cd,0}$  eshte deformimi baze sipasojë e tkurrjes nga ngurtesimi i betonit.

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

ku  $t$  eshte mosha e betonit ne kohen e marre ne konsidrate,  $t_s$  eshte mosha e betonit ne fillimit te tkurrjes, zakonisht ne fund te mpiksjes.

- deformimi nga tkurrja autogjenoze

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca}(\infty)$$

ku:

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} \text{ dhe } \beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5})$$

#### 1.4.2.6. BETONI I SHTRENGUAR

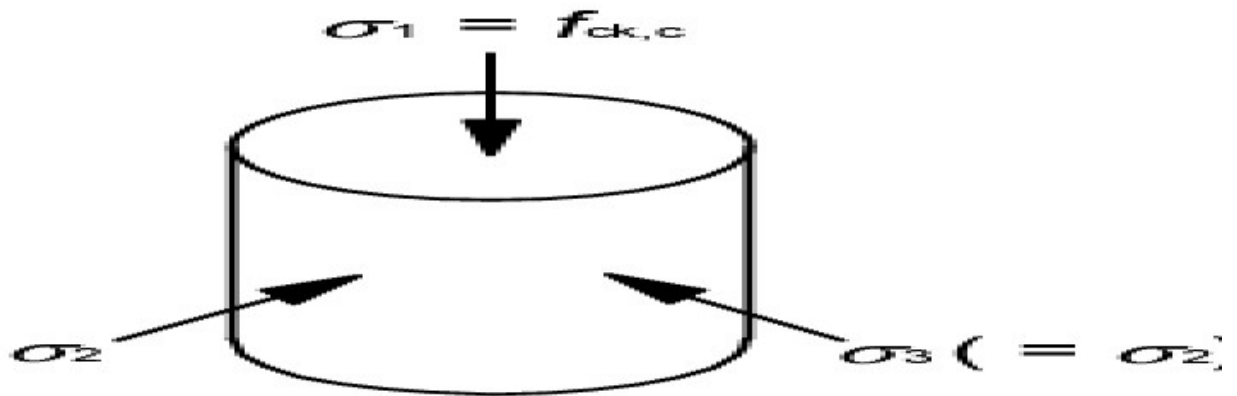


Fig. 3.4. Marredhenia  $\sigma_c - \epsilon_c$  skema e betonit te shtrenguar

A – marredhenia  $\sigma_c - \epsilon_c$  e betonit te pa shtrenguar

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1.000 + 5.0 \sigma_2 / f_{ck}) \text{ per } \sigma_2 \leq 0.05 f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1.125 + 2.5 \sigma_2 / f_{ck}) \text{ per } \sigma_2 > 0.05 f_{ck}$$

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck}) / 2$$

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0.2 \sigma_2 / f_{ck}$$

## **1.5. REKOMANDIME PER PROCESIN E ZBATIMIT TE PROJEKTIT**

- Rekomandohet qe betonimi i trupit te ures te behet me segmente duke ndjekur te gjitha procedurat e KTZ ne fuqi.
- Formulatat ne nenkapitullin 1.4.3.3 mund te perdoren per te llogaritur rezistencen teorike te betonit ne nje numer te caktuar ditesh pas betonimit per te vleresuar kohen e nevojshme per heqjen e kallepeve.
- Ne rast se hasen ndryshime te konsiderueshme te gjeometrise se terrenit apo gjeologjise ne raport me ate te parashikuar ne projekt duhet te njoftohet projektuesi per te marre masat e nevojshme.

## **KAPITULLI 2**

### **BAZAT E PROJEKTIMIT (EN 1990)**

---

## **2.1. EN 1992 SEKSIONI 3 – PRINCIPET E PROJEKTIMI ME GJFUNDJET KUFITARE**

### **2.1.1. SITUATAT E PROJEKTIMIT**

Situatat e projektimit jane rrethana ( nje grup kushtesh fizike) te cilat struktura mund ti kaloje gjate gjithë jetegjatesise. Ashtu si pershkruhet ne perkufizimin 3.2(3)P, situatat e projektimit te marra ne konsiderate, duhet te jene mjaftueshem "te rFunda" dhe te kene nje variacion i cili perfshin te gjitha situatat te cilat mund te parashikohen te ndodhin gjate ndertimit dhe perdorimit te vepres.

Situatat e projektimit grupohen ne familje ne baze te karakteristikave te ngjashme. Keto familje jane:

- e perhershme (persistent)
  - e perkoheshme (transient)
  - aksidentale (accidental)
  - sizmike (seismic)
- 
- Situatat e perhershme te perdorimit (rrjedhimisht dhe projektimit) jane ato qe vijne nga kushtet normale te perdorimit te struktures (perkufizimi 3.2(2)P). Kjo situata ka kohen me te gjate te vepres nder familjet e tjera pasi merret ne konsiderate per te gjithë jetegjatesine e vepres.
  - Situatat e perkoheshme i referohen rasteve kur struktura ne vetvete eshte ne nje konfigurim jashte atij normal per nje periudhe kohe te caktuar si ne rastin e punimeve te ndertimit te vepres ose te atyre te mirembajtjes se saj.
  - Situatat aksidentale i referohen kushteve te jashtezakonshme ne te cilat ka nje event aksidentale te pa parashikueshem, si psh nje goditje nga automjetet e trafikut ne ura ose nga mjetet lundruese ujore nen ura.
  - Situatat sizmike jane ato raste kur kemi veprim sizmik te forte i cili sjell forca inerciale te konsiderueshme ne strukture.

### **2.1.2. GJFUNDJET KUFITARE (LIMIT STATES)**

GjFundjet kufitare jane te perkufizuara ne EN 1990:2002 si gjFundje te cilat kane te bejne me funksionalitetin e vepres ose te elementeve te vecante te struktures nen kushte normale perdorimi, me konfortin e perdoruesve te vepres si edhe me anen vizuale te punimeve ndertimore. (Perkufizimi 3.4(1)P).

Per gjFundjet kufitare te sherbimit (Serviceability Limit State – SLS) ne EN 1990 : 2002 ka nje ndarje mesa gjFundjeve kufitare te sherbimit te kthyeshme dhe gjFundjeve kufitare te sherbimit te pakthyeshme. Klasifikimi behet ne baze te nivelit te shfrytezimit te elementit te marre ne konsiderate. Kur elementi ngarkohet deri ne kufirin elastik, me largimin e ngarkeses detyruese, elementi kthehet ne gjFundjen e meparshme te pa deformuar duke qFundruar ne gjFundjen e sherbimit te kthyeshme. Ne rast se elementi ngarkohet mbi kufirin elastik, drejt atyre elasto-plastik dhe plotesisht plastik ateher ai hyn ne gjFundjen kufitare te sherbimit te pakthyeshem ku edhe pse ngarkesa detyruese largohet, deformimi mbetet pjeserisht duke mos u kthyer me ne pozicionin fillestar.



## 2.2. EN 1992 SEKSIONI 4 – VARIABLAT BAZE

Ne seksionin 4 te EN 1990 parashikohen tre grupe variablash baze te marra parsysh ne projektim. Keto variabla jane i) Veprimet ii) Vetite e materialeve iii) Gjeometria

### 2.2.1. VEPRIMET

Ne Eurokode termi "ngarkesat" perdoret per nje grup forcash te aplikuara ne strukture ose ne bazament. Termi "veprimet" perdoret ne menyre me te pergjithesuar per te pershkruar ngarkesa, deformime dhe nxitime te ushtruara mbi strukture.

Veprimet jane te klasifikuar ne baze te variacionit te tyre ne lidhje me kohen (perkufizimi 4.1.1(1)P):

- Veprimet e perhershme (G) – p.sh. pesha vetjake, shtresat, uljet diferenciale.
- Veprimet e perkoheshme (Q) – p.sh. ngarkesat e trafikut, era dhe efektet termike.
- Veprimet akidentale (A) – p.sh. impakti i automjeteve.

Per veprimet e perhershme, EN 1990:2002, 4.1.2(2)P rekomandon qe vlerat karakteristike mund te merren si vlere e vetme,  $G_k$ , ose nese G ka variacion te konsiderueshem, rasti me i disfavorshem  $G_{k,sup}$  ose vlere me vogel  $G_{k,inf}$  duhet te merren ne konsiderate sipas rastit. EN 1990:2002, 4.1.2(5) rekomandon qe pesha vetjake mund te merret ne konsiderate nga nje vlere e vetme  $G_k$ , bazuar ne dFundesine mesatare dhe dimensionet nomnale.

Veprimet variabel (te perkoheshme) sipas EN 1990:2002 4.1.3 ndahen ne kater grupe perfaqesuese. Keto grupe quhen i) karakteristike ii) kombinimi iii) frekuente iv) gjysem-permanente.

- Vlera karakteristike eshte vlere kryesore perfaqesuese dhe zakonisht eshte ajo e cila jepet si rekomndim ne pjese te ndryshme te EN 1991. Duke iu referuar studimit statistikor kjo eshte vlere me ekstreme: ne rastin e trafikur te ures modeli LM1 paraqitet si modeli me ekstrem me nje periudhe rikthimi 1000 vjet (sipas EN 1991-2 : 2003, Tabela 2.1). Per eren dhe veprimin termik parashikohet nje periudhe rikthimi 50 vjecare.
- Vlera e kombinimit edhe caktuar nga EN 1990:2002 per te marre parasysh mundesine e ndodhjes se bashku te dy apo me shume veprimeve variabel.
- Vlera frekuente perfaqeson nje vlere e cila mund te tejkalohet por ne intervale te rralla. Vlera frekuente per LM1 eshte e parashikuar ne nje periudhe rikthimi nje javore.
- Vlera gjysem-permanente eshte vlere e cila tejkalohet pothuajse gjithmone. Per ngarkesat e trafikut ne ura dhe veprimin e eres kjo vlere merreth gjithmone zero.

Te kater vlerat perfaqesuese ilustrohen ne fig. 3.5. Vlera e kombinimit, frekuente dhe gjysem-permanente e veprimit te perkohshem, gjFunden duke shumezuar vleren karakteristike me  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  dhe  $\psi_2$  respektivisht. Per projektimin e ures rekomandohen faktoret  $\psi$  te percaktuar ne EN 1990:2002.

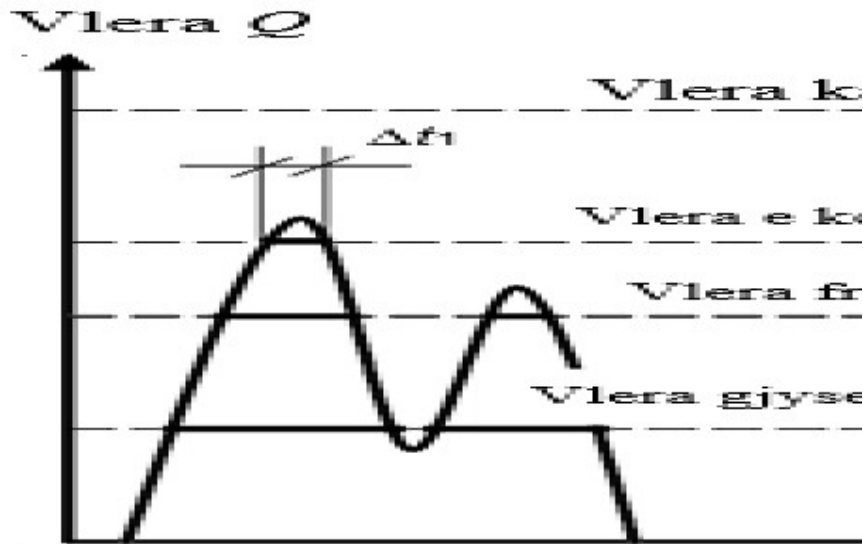


Fig. 3.5. Ilustrim i kater vlerave perfaqesuese te veprimit te perkoheshem

## 2.2.2. VETITE E MATERIALEVE

Sipas EN 1990:2002 4.2(1) vetite e materialeve (duke perfshire edhe dherat ose shkembinjte) jepen sipas vlerave karakteristike. Gjithashtu kur verifikimi i gjfundjes kufitare eshte i ndjeshem ndaj variacionit te vetive te materialit atehere vlerat kufitare maksimale dhe minimale merren ne konsiderate (perkufizimi 4.2(2)).

## 2.3. VLERAT E PROJEKTIMIT

### 2.3.1. FAKTORET PJESORE

Vlerat e projektimit te efekteve te veprimeve percaktohen sipas pasigurive ne veprimet mbi veper dhe ne vleresimin e efektit te vleresimit. Ne menyre te ngjashme, vlerat e projektimit te per rezistencat percaktohen duke marre parasysh pasigurite ne vetite e materialit dhe modelet e rezistences.

Kjo eshte arritur duke perdorur dy faktore pjesore ne percaktimin e efekteve te veprimit (ku njeri i aplikohet veprimit dhe tjetri i aplikohet efektit te veprimit) dhe dy faktore pjesore ne percaktimin e rezistencave (ku njeri i aplikohet vetive te materialit dhe tjetri i aplikohet rezistences). Keta faktore jane:

Efektet e veprimeve:

- $\gamma_f$  faktori pjesor i cili merr ne konsiderate mundesine e variacioneve te pa favorshme te vleres se veprimit nga vlera perfaqesuese.
- $\gamma_{sd}$  faktori pjesor i cili merr ne konsiderate pasigurine ne modelimin e veprimit.

Rezistencat:

- $\gamma_m$  faktori pjesor i cili merr ne konsiderate mundesine e variacioneve te pa favorshme te vleres se vetive te materialit nga vlera perfaqesuese.
- $\gamma_{Rd}$  faktori pjesor i cili merr ne konsiderate pasigurine ne modelimin e rezistences.

Ne Eurokode keto vlera jepen te kombinuara me njera tjetren:

- $\gamma_f$  dhe  $\gamma_{sd}$  kombinohen ne nje faktor te vetem  $\gamma_F$
- $\gamma_m$  dhe  $\gamma_{Rd}$  kombinohen ne nje faktor te vetem  $\gamma_M$

### 2.3.2. GJENDJET KUFITARE TE SHKATERRIMIT (ULS)

EN 1990 : 2002 dhe EN 1997 – 1 : 2004 percaktojne gjashte vlera kufitare te shkaterrimit te cilat duhet te verifikohen.

GjFundjet kufitare te shkaterrimit te perdorura ne projektimin e vepres jane: EQU, STR, GEO, FAT, UPL dhe HYD. Tre nga keto (EQU, UPL dhe HYD) jane kryesisht te lidhura me stabilitetin dhe tre te tjera jane te lidhura me rezistencen (STR, GEO dhe FAT).

STR, GEO dhe FAT mbulojne kontrollin per shkaterrimin e elementeve strukturor, shkaterrimin e bazamentit dhe shakerrimin sipasoje e lodhjes, respektivisht. GjFundja kufitare EQU kontrollon humbjen e ekuilibrit statik te struktures.

### 2.3.3. KOMBINIMI I VEPRIMEVE

EN 1990 : 2002 jep gjashte shpreje te pergjithshme per kombinimin e veprimeve te perdorura ne projektimin e vepres. Cdo kombinim ka nje probabilitet te ndryshem te ngjarjes per verifikime te ndryshme te gjFundjeve kufitare.

Tre kombinime perdoren per verifikimin e gjFundjes kufitare te shkaterrimit: nje per situatat e perhershme dhe te perkoheshme te projektimit, nje per situatat aksidentale dhe nje per situaten sizmike te projektimit.

Tre kombinime perdoren per verifikimin e gjFundjes kufitare te sherbimit. Keto quhen: kombinimi karakteristik, kombinimi frekuent dhe kombinimi gjysem-permanent. Kombinimi gjysem permanent perdoret per verifikimin e efekteve me kohe te gjate, sic eshte deformkoha. Kombinimi karakteristike perdoret per verifikimin e gjFundjeve kufitare te pakthyeshme ndersa kombinimi frekuent per gjFundjet kufitare te kthyeshme.

		EKUACIONI I EN 1990	VEPORIMET E PERHERSHME	PARANDERJA	VEPORIMET AKSIDENTALE	VEPORIMI VARIABEL UDHEHEQES		VEPORIMI VARIABEL SHOQERUES	
			G <sub>k</sub>	P		Q <sub>k,1</sub>		Q <sub>k,j</sub> (i > j)	
			$\gamma(1)$	$\gamma(1)$		$\gamma(1)$	$\gamma(2)$	$\gamma(1)$	$\gamma(2)$
GJENDJET KUFITARE TE SHKATERRIMIT	SITUATA E PERHERSHME OSE E PERKOHESHME E PROJEKTIMIT	6.1	$\gamma_G$	$\gamma_P$	N/A	$\gamma_Q$	1.0	$\gamma_Q$	$\psi_0$
	SITUATA AKSIDENTALE E PROJEKTIMIT	6.11	1.0	1.0	Ad	1.0	$\psi_1$ ose $\psi_2$	1.0	$\psi_2$
	SITUATA SIZMIKE E PROJEKTIMIT	6.12	1.0	1.0	Aed	1.0	$\psi_2$	1.0	$\psi_2$
GJENDJET KUFITARE TE SHERBIMIT	KOMBINIMI KARAKTERISTIK	6.14	1.0	1.0	N/A	1.0	1.0	1.0	$\psi_0$
	KOMBINIMI FREKUENT	6.15	1.0	1.0	N/A	1.0	$\psi_1$	1.0	$\psi_2$
	KOMBINIMI GJYSEM-PERMANENT	6.15	1.0	1.0	N/A	1.0	$\psi_2$	1.0	$\psi_2$

Fig. 3.6. Kombinimi i veprimeve

### 2.3.4. VERIFIKIMI I GJFUNDJEVE KUFITARE

Menyra e verifikimit të gjFundjeve kufitare varet nga gjFundja kufitare e cila duhet të verifikohet por në rastin që garantohej që efektet përkatëse nuk i kalojnë vlerat e projektimit, të cilat mund të jenë rezistenca, një veprim stabilizues ose kushte shërbimi. (EN 1990:2002, 6.4.2(1)P, 6.4.2(3)P dhe 6.5.1(1)P).

Si ilustrim për verifikimin e përgjithshëm të gjFundjes kufitare STR për situatat e projektimit të përhershme ose të perkoheshme, jepet fig. 5 e mëposhtme. Kjo figurë ilustron mënyrën se si aplikohen faktorët pjesorë dhe faktorët  $\psi$ , duke përfshirë edhe mënyrën se si  $\gamma_f$ ,  $\gamma_{sd}$ ,  $\gamma_m$  dhe  $\gamma_{Rd}$  janë përdorur.

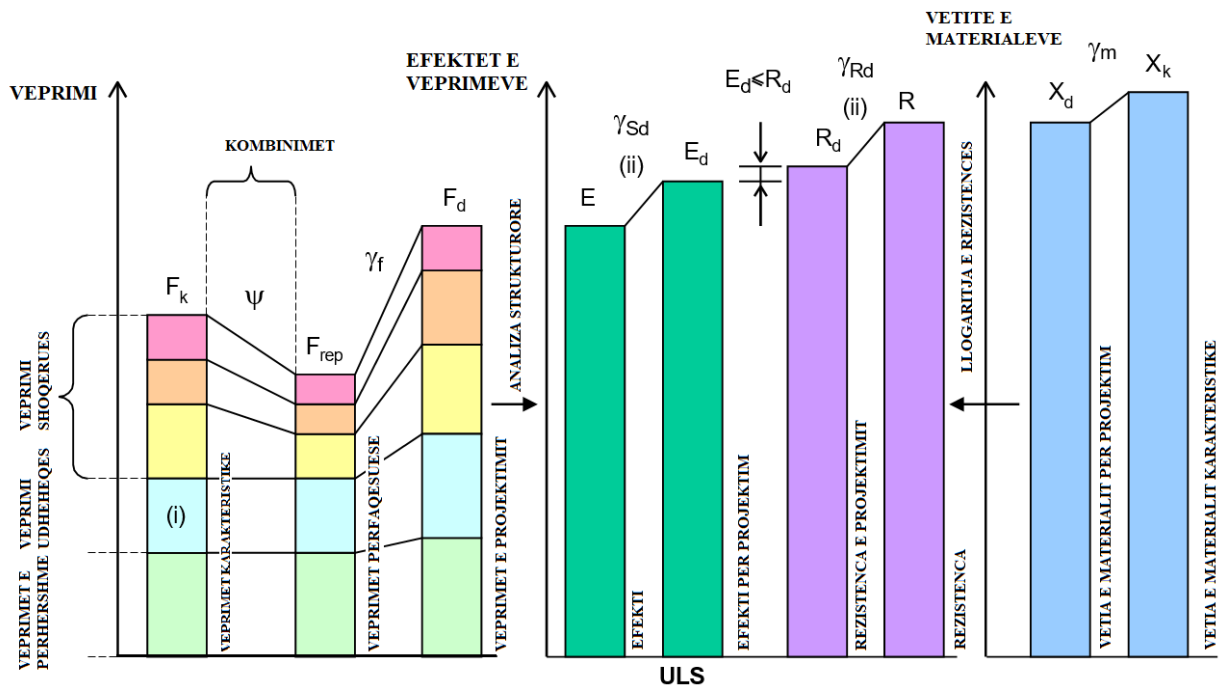


Fig. 3.7. Verifikimi i gjFundjeve kufitare STR për situatat e projektimit të përhershme dhe të perkoheshme

- (i) Në rastin kur veprimi është një grup ngarkesash, faktorët  $\psi$  janë të aplikuar tashmë në veprimet shoqeruese brFunda ketij grupi.
- (ii)  $\gamma_{sd}$  kombinohet me  $\gamma_m$  dhe aplikohet si një faktor i vetëm në vetite e materialit.

**KAPITULLI 3**

**VEPRIMET NE TRUPIN E URES (EN 1991)**

---

### 3.1. VEPRIMET AKSIDENTALE

EN 1990 Bazat e Projektimit jep principet e pergjithshme te klasifikimit te veprimeve aksidentale, modelimin e tyre dhe verifikimet perkatese, ku faktoret pjesore dhe rregullat e kombinimit jane te percaktuara gjithashtu.

Situatat aksidentale mund te mos ndodhin gjate gjithe jetegjatesise se vepres. Por ne rastet kur ndodhin, zakonisht kane nje kohe te shkurter, kohe e cila varet dhe nga tipi i ngarkeses. Ngarkesat tipike aksidentale ne ura jane ngarkesat e impaktit.

EN 1991-1-7 jep specifikat per llogaritjet e projektimit per veprimet aksidentale duke marre parasysh rastet e meposhtme:

- ngarkesat e impaktit per shkak te trafikut
- ngarkesat e impaktit per shkak te trenit
- ngarkesat e impaktit per shkak te anijeve

#### 3.1.1. IMPAKTI I AUTOMJETEVE NE NENSTRUKTUREN E URES

Ne situata aksidentale automjetet mund te shkarkojne ngarkesa aksidentale ne mbistrukturen e ures.

Impaktet ne nenstrukturen e ures nga automjetet rrugore jane te zakonshme. Ne rastin e impakteve te buta, kur objekti qe perplaset disipon shumicen e energjise se tij kinetike sipasoje e deformimeve te veta, vlerat minimale te projektimit per veprimin horizontal ekuivalent ne elementet e struktures (kolona, mure dhe pila) mund te llogariten nga tabela 4.1 e EN 1991-1-7 ne varesi te klasifikimit te rruges.

Ne kete tabele, forcat ne drejtimin e trafikut dhe pingul me te jane quajtur  $F_{dx}$  dhe  $F_{dy}$  respektivisht. Keto forca impakti supozohen te ndodhin ne 1.25m mbi siperfaqen ku shkel goma. Zona e aplikimit te forces mund te merret 0.25m e larte dhe 1.50m e gjere ose sa gjeresia e elementit qe goditet, gjithmone ajo permase e cila eshte me e vogla nder te dyja. Rekomandohet qe  $F_{dx}$  dhe  $F_{dy}$  te mos kombinohen me njeri tjetrin.

Tipi i rruges	Tipi i mjetit	Forca $F_{dx}$ [kN]	Forca $F_{dy}$ [kN]
Rruge Interurbane	Kamion	1000	500
Rruge Lagjeje	Kamion	750	375
Rruge Urbane	Kamion	500	250
Oborr / Parking	Vetem Mjete Pasagjeresh	50	25
Oborr / Parking	Kamion	150	75

Tabela 6 (Tabela 4.1 ne EN 1991 – 1 – 7) – Ngarkesat statike ekuivalente te projektimit te nenstruktures

#### 3.1.2. IMPAKTI I AUTOMJETEVE NE MBISTRUKTUREN E URES

Per impaktin e automjeteve te trafikut ne mbistrukturen e ures jepen rekomandime te klasave dhe vlerave te forcave te impaktit ne EN 1991 – 2 Tabela 4.9.

Forcat e impaktit ne elementet kryesore strukture, forcat statike ekuivalente te rekomanduara jepen ne EN 1991 – 1 – 7 ne tabelen 3.4. Keto forca aplikohen pingul me drejtimin e trafikut.

Kategoria e trafikut	Forca ekuivalente statike $F_{dx}$ [kN]*
Autostradat dhe rruget kryesore	500
Rruge ne zona rurale	375

Ruge ne zona urbane	250
Oborr dhe parking	75

\* x= drejtimi i udhetimit

Tab. 7 (Tabela 3.4 ne EN 1991 – 1 – 7) – Ngarkesat statike ekuivalente te projektimit te nenstruktures

Duke mos përfshirë ri-mbulim të mundshëm të sipërfaqes së rrugës, vlera e rekomanduar për lartësinë  $h$  për të shmangur impaktin është në zonën e 5.0 deri 6.0m (fig. 3.8). Kur lartësia e pastër është  $h \leq 5.0\text{m}$ , forcat e impaktit mund të merren nga tab. 7 dhe kur  $h \geq 6.0\text{m}$ , forcat e impaktit nuk ka nevojë të merren në konsideratë (merren zero). Në rast se kemi  $6.0\text{m} \geq h \geq 5.0\text{m}$  atëherë forca e impaktit llogaritet nëpërmjet interpolimit linear.

Te njëjtat forca të dhëna në tab. 7 konsiderohen gjithashtu edhe për sipërfaqet e poshtme të trupit të urës me një kënd inklinimi  $10^\circ$  (fig. 3.8).

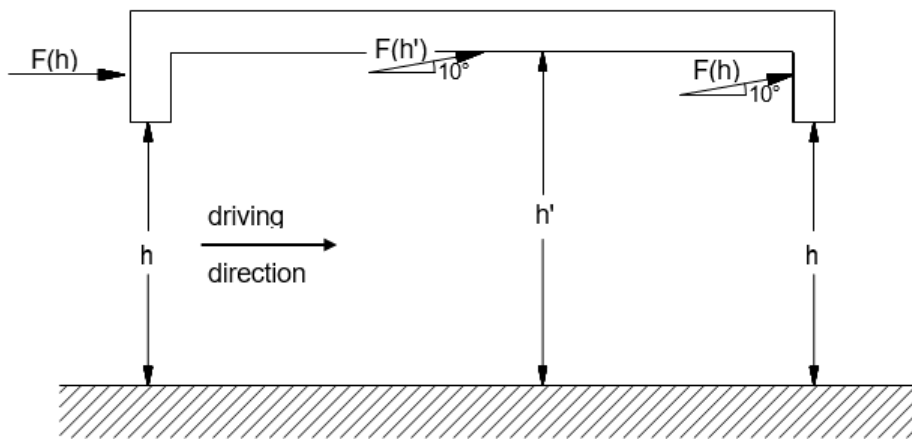


Fig. 3.8. Forcat e impaktit në sipërfaqen e poshtme të mbistrukturës

## 3.2. NGARKESAT E TRAFIKUT

Modelet e ngarkimit per ngarkesat statike dhe ato te lodhjes nga trafiku jepen ne EN 1991 – 2, ndersa baza per kombinimet e ngarkesave te trafikut me ngarkesat e tjera jepet ne EN 1990.

### 3.2.1. MODELET E NGARKIMIT STATIK

Per apilikimin e modeleve te ngarkimit, EN 1991-2 e ndan karrexhaten ne korsi llogaritjeje (notional lanes), zakonisht 3m te gjera, dhe zonen qe mbetet, sipas tab. 8. (shenim: kosite e llogaritjes nuk duhet te ngaterrohen me korsite e trafikut, te caktuara fizikisht ne projektin e rruges)

<i>Karrexhate me gjeresi <math>W</math></i>	<i>Numri i korsive te llogaritjes <math>n_l</math></i>	<i>Gjeresia e korsise se llogaritjes</i>	<i>Gjeresia e zones se mbetur</i>
$W < 5.4 \text{ m}$	1	3 m	$w-3 \text{ m}$
$5.4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	2	0.5 w	0
$6 \text{ m} \leq w$	$\text{int}(w/3)$	3 m	$w-3 * n_l$

Tab. 8 – Ndarja e karrexhates ne korsi llogaritese

Karrexhata perkufizohet si zona e rruges e cila mbeshetet nga nje strukture e vetme (trupi i ures, pila etj).

Karrexhata perfshin korsite fizike (te shenuara ne siperfaqen e rruges) dhe bankinat. Gjeresia  $W$  e karrexhates matet mes dy trotuareve, nese lartesia e tyre eshte me e madhe se 100mm (vlera e rekomanduar), ose hapesira mes barrierave anesore.

Numri dhe pozicioni i korsive te llogaritjes varet nga elementi strukturor i marre ne konsiderate dhe zgjidhet ne cdo rast per te maksimizuar efektin mbi kete element. Korsia e llogaritjes e cila jep efektin me te madh, emertohet korsia n.1 dhe keshtu me radhe, ne rFund zbrites te efektit ngarkues. Per kete arsye, pozicionet e korsive te llogaritjes nuk jane te lidhura me numrin (emertimin) e tyre apo me pozicionin e korsive fizike te trafikut.

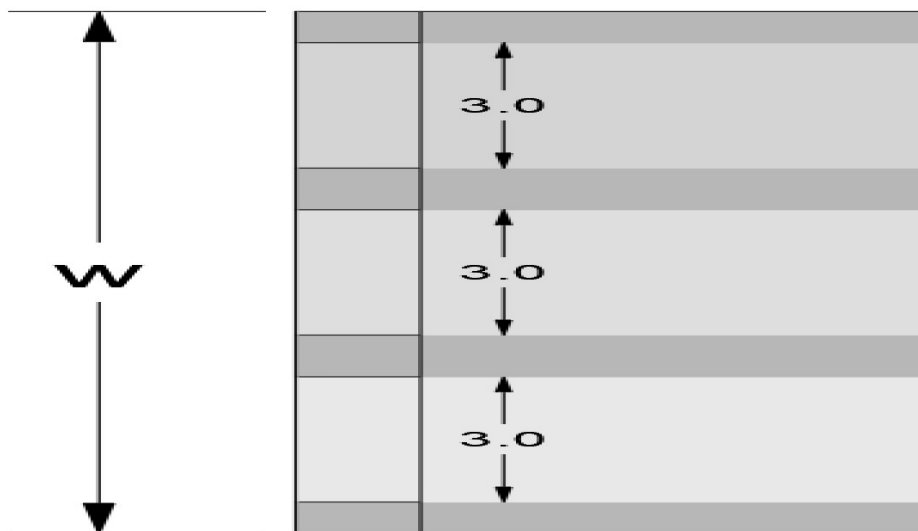


Fig. 3.9. Shembull ilustrues per emertimin e korsive te llogaritjes



### 3.2.1.1. MODELET STATIKE TE NGARKIMIT VERTIKAL

Per vleresimin e ngarkesave te trafikut per verifikimet e ULS dhe per disa verifikime te gjFundjes se sherbimit, kater modele ngarkimi, LM1 deri LM4 merren ne konsiderate ne EN 1991 – 2.

- Load Model 1 (LM1) gjeneron ngarkesa te marra ne konsiderate per llogaritjet globale dhe lokale te struktures. Ky model perbehet nga ngarkesa te perqFundruara dhe uniformisht te shperndara: nje sistem me dy ngarkesa te perqFundruara aksiale (ne aks te mjetit te marre ne konsiderate), nje per cdo korsi llogaritjeje i, duke perfaqesuar nje *sistem te lidhur*, me ngarkese  $2 \alpha Q_i$   $Q_{ki}$  (tab. 9), gjeometria e te cilit paraqitet ne fig. 3.10 dhe nga nje sistem me ngarkesa uniformisht te shperndara me intensitet te ngarkeses  $\alpha q_i$   $q_{ki}$ . Faktoret modifikues  $\alpha Q_i$  dhe  $\alpha q_i$  varen nga klasa e rruges dhe tipi i pritshem i trafikut. Ne mungese te specifikimeve, ato merren te barabarta me 1.0.

Pozicioni	Sistemi i lidhur Ngarkesa ne aks $Q_{ik}$ [kN]	Ngarkese uniformisht e shperndare $q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Korsia Llogaritese n. 1	300	9.0
Korsia Llogaritese n. 2	200	2.5
Korsia Llogaritese n. 3	100	2.5
Korsi Llog. te Tjera	0	2.5
Zona e Mbetur	0	2.5

Tab. 9 – Load Model 1 – LM1 – Vlerat karakteristike

- Load Model 2 (LM2) perdoret per ngarkesat e trafikut ne elementet e shkurter strukturor. Modeli lokal LM2 (fig. 3.11) konsiston ne nje aks te vetem me ngarkese  $\beta Q_{ak}$  ne nje zone specifike te kontaktit te gomave, me permasa 0.35m x 0.6m, me  $Q_{ak} = 400$  kN, ku eshte perfshire edhe faktori i amplifikimit dinamik. Nese nuk specifkohet ndryshe ateher  $\beta Q = \alpha Q_1$ . LM2, i cili perdoret vetem per verifikime lokale, konsiderohet sikur vepron i vetem ne ure duke udhetuar ne drejtimin e aksit gjatesor te ures, ne pozicionin me te disfavorshem. Kur eshte e disfavorshme konsiderohet vetem nje rrote nga sistemi.

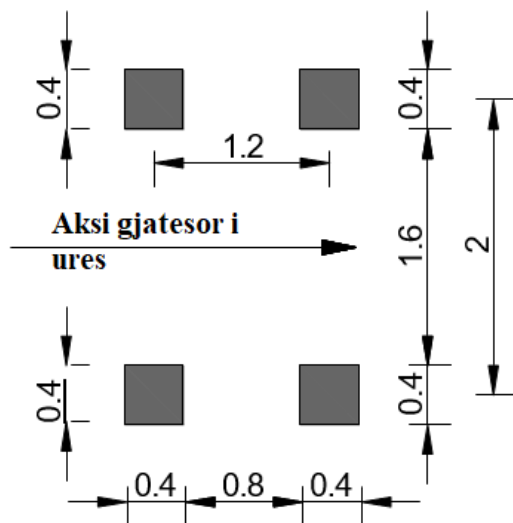


Fig. 3.10. Sistemi i lidhur LM1

LM2

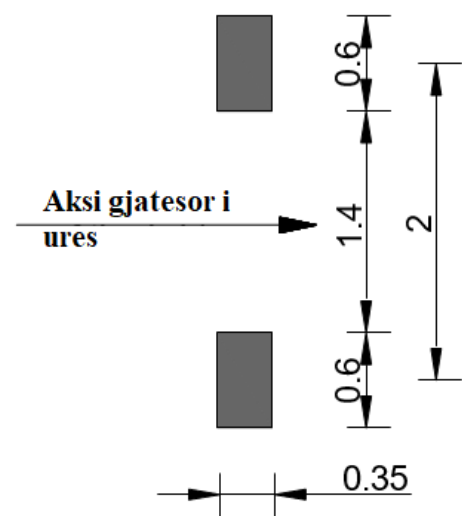


Fig. 3.11. Sistemi me nje aks

- Load Model 3 (LM3), mjetet e vecanta, merren ne konsiderate vetem kur kerkohet, ne nje situatë projektimi te perkoheshme. Ky model perfaqeson ngarkesa mjetesh te rFunda jashte standartit

kombetar te permasave dhe mases. Gjeometria dhe ngarkesat aksiale te mjeteve te vecanta, nese kerkohen te merren ne konsiderate, percaktohen nga zoteruesi (i mjetit).

- Load Model 4 (LM4), perkufizon nje ngarkese turme. Kjo ngarkese aplikohet ne te gjitha pjeset e pershtatshme te ures (aty ku parashikohet krijimi i turmes) nese eshte e nevojshme. Vlera nominale e kesaj ngarkese, duke perfshire edhe faktorin e aplikimit dinamik, eshte  $5.0 \text{ kN/m}^2$ , ndersa vlera ne situaten e kombinimit reduktohet ne  $3.0 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.2.1.2. FORCAT HORIZONTALE

Forca e frenimit ose forca e nxitimit, shenuar me  $Q_{lk}$  merren si forca te cilat veprojne horizontalisht ne siperfaqen e perfunduar te karrexhates.

Vlerat karakteristike te  $Q_{lk}$  varen nga vlerat maksimale te sjella nga LM1 ne korsine llogaritese n.1 si vijon:

$$180 * \alpha_{Q1} [\text{kN}] \leq Q_{lk} \leq 0.6 * \alpha_{Q1} * (2 Q_{lk}) + 0.10 * \alpha_{q1} * q_{lk} * W_1 * L \leq 900 \text{ kN}$$

ku  $w_1$  eshte gjeresia e korsise se llogaritjes n.1 dhe  $L$  eshte gjatesia e zones se ngarkuar. Forca  $Q_{lk}$ , e cila perfshin edhe faktorin e aplikimit dinamik, aplikohet pergjate aksit te cfaredo korsie.

Forca centrifugale  $Q_{tk}$  vepron ne siperfaqen e karrexhates, pingul me aksin e saj. EN 1991 – 2 specifikon qe, ne rastet kur nuk specifikohet ndryshe,  $Q_{tk}$  merret si ngarkese pikesore ne cdo seksion terhtor te trupit te ures.

Vlera karakteristike e  $Q_{tk}$  duke perfshire edhe faktorin e amplifikimit dinamik, varet nga rrezja  $r$  [m], e vijes se qFundres se karrexhates dhe nga pesha maksimale e ngarkesave vertikale te perqFundruara te sistemit te lidhur, te modelit kryesor te ngarkimit  $Q_v$ ,  $Q_v = \sum \alpha_{Qi} * (2 * Q_{ik})$ , dhe jepet nga:

$$Q_{tk} = 0.2 Q_v [\text{kN}] \quad \text{nese } r < 200\text{m}$$

$$Q_{tk} = 40 Q_v / r [\text{kN}] \quad \text{nese } 200\text{m} < r < 1500\text{m}$$

$$Q_{tk} = 0 \quad \text{nese } r > 1500\text{m}$$

### 3.2.2. GRUPET E NGARKESAVE TE TRAFIKUT NE RRUGE

Sipas tabelës 4.4 te EN 1991 – 2, vlerat karakteristike te ngarkesave nga trafiku te cilat veprojne njekohesisht me ngarkesa te tjera, mund te percaktohen nga pese grupe te ndryshme ngarkesash te reguara ne tab. 10, ku ngarkesa dominuese eshte nenvizuar. Cdo grup ngarkesah konsiderohet sikur percakton nje veprim karakteristik per kombinimin me nje ngarkese tjeter jo te trafikut.

Vlerat e kombinimeve jo-frekuente merren duke zevFundesuar vlerat karakteristike me ato jo-frekuente, duke lene te tjerat te pa ndryshuara, nderkohe qe vlerat e kombinimeve frekuente merren duke zevFundesuar vlerat karakteristike me ato frekuente dhe duke i marre te tjerat zero. Vlerat e rekomanduara te faktoreve  $\psi$  per ngarkesat e trafikut ne ura, jepen ne tab. 11.

Vlerat e  $\psi_0$ ,  $\psi_1$ ,  $\psi_2$  per gr1a, te cilat i referohen LM1 i jane dhene rrugeve me trafik i cili i korrespondon faktoreve modifikues  $\alpha_{Qi}$ ,  $\alpha_{qi}$ ,  $\alpha_{qr}$  dhe  $\beta_Q$  te barabarte me 1.0, ndersa ata te cilet lidhen me UDL (uniform dead load – ngarkese e perhershme uniformisht e shperndare) korrespondojne me skemat me te zakonshme te shperndarjes se trafikut, ne te cilat akumulimi i kamioneve nuk eshte frekuent.

						<i>dhe bicikletash</i>
Ngarkesat Vertikale				Ngarkesat Horizontale		Vetem ngarkesat vertikale
Grupi i ngarkes.	Modeli kryesor i ngarkimit	Mjete te vecanta	Ngarkesat e turmes	Forca e frenimit	Forca centrifugale	E shperndare njetrajtesisht
1	Vlerat karakteristike					Vlera e kombinimit
2	Vlerat frekuente			Vlerat karakteristike	Vlerat karakteristike	
3						Vlerat karakteristike
4			Vlerat karakteristike			Vlerat karakteristike
5	Shiko Annex A te EN1991-2	Vlerat karakteristike				

Tab. 10 – Vlerat karakteristike te veprimeve me shume komponente per ngarkesat e trafikut

<i>Veprimi</i>	<i>Simboli</i>		$y_0$	$y_{infq}$	$y_1$	$y_2$
<i>Ngarkesat e trafikut</i>	<i>gr1a (LM1)</i>	<i>Sistemi i lidhur</i>	0.75	0.80	0.75	0
		<i>UDL</i>	0.40	0.80	0.40	0
	<i>gr1b (nje aksial)</i>		0	0.80	0.75	0
	<i>gr2 (Forcat horizontale)</i>		0	0	0	0
	<i>gr3 (Ngarkesat e kembesoreve)</i>		0	0.80	0	0
	<i>gr4 (LM4 – Ngarkesa e turmes)</i>		0	0.80	0.75	0
<i>gr5 (LM3 – Mjetet e vecanta)</i>			0	1.0	0	0

Tab. 11 – Vlerat e rekomanduara te faktoreve  $\psi$  per ngarkesat e trafikut

### 3.2.3. KOMBINIMET E NGARKESAVE

Kombinimet e ngarkesave te konsideruara per ULS dhe SLS jane te permbledhura me poshte.

#### 3.2.3.1. KOMBINIMI FUNDAMENTAL I VEPRIMEVE

Kombinimet fundamentale i konsideruar per verifikimet strukturore ULS, te percaktuara ne EN 1990, duke aplikuar ekuacionin (6.10) te EN 1990, jane sintetizuar me poshte:

$$\sum_{j \geq 1} (1,35 G_{kj, \text{sup}} \text{ or } 1,00 G_{kj, \text{inf}}) + (1,00 \text{ or } 0) \times S + \left\{ \begin{array}{l} \text{VEPRIMI UDHEHEQES} \rightarrow \text{gr1a} \\ \text{VEPRIMI SHOQERUES} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(0,6 F_{Wk}, F_w^*) \\ \text{or } 0,6 T_k \end{array} \right. \\ 1,35 \times (TS + UDL + q_{fk}^*) + 1,5 \times \left\{ \begin{array}{l} \min(0,6 F_{Wk}, F_w^*) \\ \text{or } 0,6 T_k \end{array} \right. \\ 1,35 \text{ gr1b} \\ 1,35 \text{ gr2} + 1,5 \times 0,6 T_k \\ 1,35 (\text{gr3 or gr4}) + 1,5 \times 0,6 T_k \\ 1,35 \text{ gr5} \\ 1,5 T_k + 1,35 \times (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{fk}^*) \\ 1,5 F_{Wk} \\ 1,5 Q_{Sn,k} \end{array} \right. \underbrace{\hspace{10em}}_{\psi_0 \text{gr1a}}$$

Ku:

S – paraqet uljet e struktures

TS dhe UDL - perfaqesojne sistemin e lidhur dje ngarkesen uniformisht te shperndare te LM1 respektivisht

$q_{fk}^*$  - vlera e kombinimit te ngarkeses se turmes

$Q_{sn,k}$  – ngarkesa e debores

$F_{w,k}$  – ngarkesa e eres

Fw – limiti i siperm i forces se eres ne kushte trafiku normal

$T_k$  – veprimi termik

### 3.2.3.2. KOMBINIMI KARAKTERISTIK, FREKUENT DHE GJYSEM-PERMANENT I VEPRIMEVE TE TRAFIKUT

- Kombinimet e veprimeve karakteristike per SLS paraqiten me poshte:

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj, \text{sup}} \text{ or } G_{kj, \text{inf}}) "+" (1,00 \text{ or } 0) \times S "+" \left\{ \begin{array}{l} \text{VEPRIMI UDHEHEQES} \\ \text{VEPRIMI SHOQERUES} \\ \text{gr1a} \\ (TS + UDL + q_{fk}^*) + \left\{ \begin{array}{l} \min(0,6 F_{Wk}, F_w^*) \\ \text{or } 0,6 T_k \end{array} \right. \\ \text{gr1b} \\ \text{gr2} + 0,6 T_k \\ (\text{gr3 or gr4}) + 0,6 T_k \\ \text{gr5} \\ T_k + \underbrace{(0,75TS + 0,4UDL + 0,4q_{fk}^*)}_{\psi_0 \text{gr1a}} \\ F_{Wk} \\ Q_{Sn,k} \end{array} \right.$$

- Kombinimet e veprimeve frekvente per SLS paraqiten me poshte:

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

- Kombinimet e veprimeve gjysem-permanente per SLS paraqiten me poshte:

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

### 3.2.3.3. NDARJA E KARREXHATES NE KORSI LLOGARITJE PER VERIFIKIMET GLOBALE

Ndarja e karrexhates ne korsi llogaritje synon te percaktoje efektin me te disfavorshem ne elementin e marre ne konsiderate.

Karrexhata e rruges ka 1 korsi fizike me gjeresi 3.50m dhe dy trotuare nga 0.75m te gjera, ne total nje gjeresi te saj prej 5.0m sipas fig. 3.12.

Per kete karrexhate mund te caktohet 1 korsi llogaritje me gjeresi 3.00m dhe 1 zone e mbetur me gjeresi 0.50m sipas fig. 3.13.

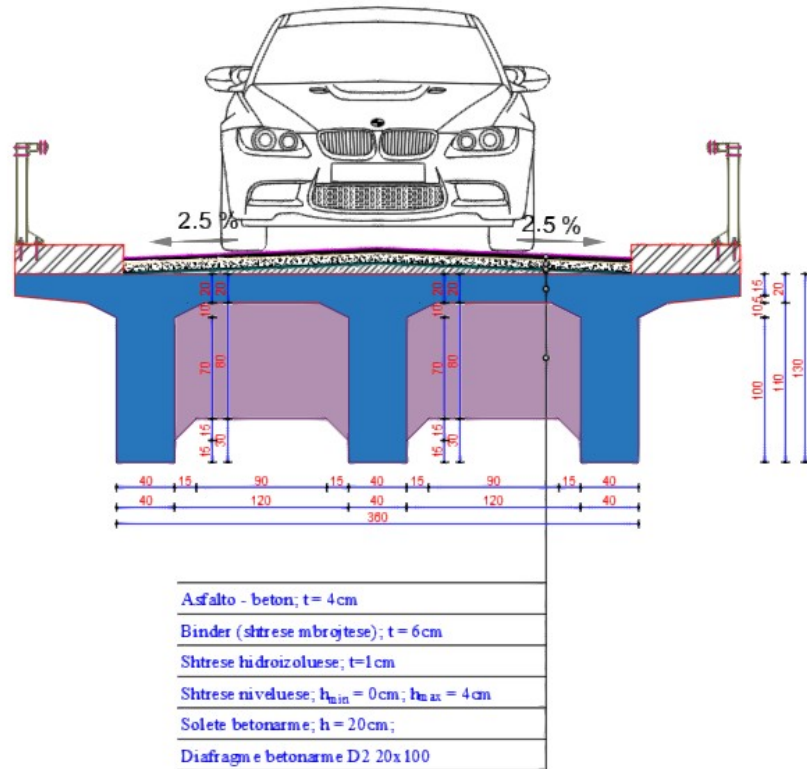


Fig. 3.12. Pozicionimi i korsive fizike dhe bankinave ne karrexhate

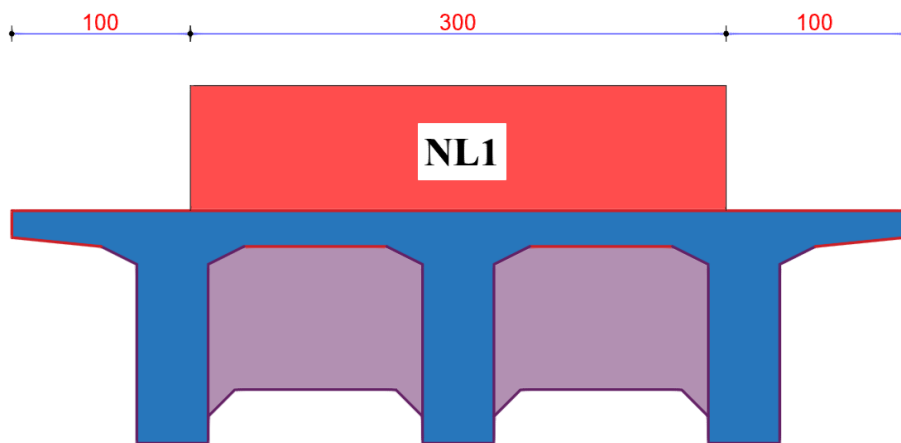


Fig. 3.13. Ndarja e karrexhates sipas korsive te llogaritjes

### 3.2.3.4. FORCAT E FRENIMIT DHE NXITIMIT

Vlerat karakteristike te forces se frenimit dhe nxitimit, te cilat shfaqen ne grupin e ngrkesave gr2, varen nga gjatesia e zones se ngarkuar L.

Vlera karakteristike jepet nga (duke marre  $\alpha_{Q1} = \alpha_{q1} = 1.0$ ) :

$$180 \text{ [kN]} \leq Q_{lk} \leq 0.6 * (2 Q_{lk}) + 0.10 * q_{lk} * w_1 * L \leq 900 \text{ kN}$$

### 3.2.4. MODELET E NGARKIMIT PER LODHJEN

Lodhja e elementeve strukturor pershkruhet nga grafiket S-N (ose Wöhler). Ne planin S-N logaritmik, grafiket S-N per detajet e celikut, te karakterizuar nga nje limit lodhjeje me amplitude konstante, paraqiten me kurbe bi-lineare, e karakterizuar nga nje dege e pjerret,  $m = 3$  dhe nje dege horizontale, ose nga nje kurbe tri-lineare, e karakterizuar nga dy dege te pjerreta,  $m = 3$  dhe  $m = 5$  dhe nje dege horizontale, qe percaktojne jetegjatesi pa lodhje ose nevojen e vleresimit te lodhjes se struktures. Per rastin e kavove te paranderjes dhe celikut te armimit, kufitiri i durueshmerise nuk mund te caktohet dhe grafiket S-N jane bilinear.

Modelet e trafikur te marre ne konsiderate per lodhjen riprodhojne kushtet reale te trafikut dhe si rrjedhim dy modelet kryesore te ngarkesave te lodhjes merren ne konsiderate:

- Dy modelet e para perdoren per efekt te lodhjes te pakufizuar
- Dy modelet e dyta perdoret per vleresimin e efekteve te lodhjes

Per vepren e marre ne konsiderate aplikohet modeli i ngarkimit n.3 sipas ek. 3.9.4.1.

#### 3.2.4.1. MODELI N.3 I NGARKIMIT PER LODHJEN

Modeli n.3 i ngarkimit perdoret per llogaritjen e demeve te mundshme te lodhjes se elementeve. Ai perbehet nga nje sistem konvencional me kater akse te paraqitur ne fig. 3.16. Cdo aks ka ngarkesen 120 kN. Modeli rekomandohet per hapesirat drite me te medha se 10m, ndersa per ato me te vogla jep vleresime konservative.

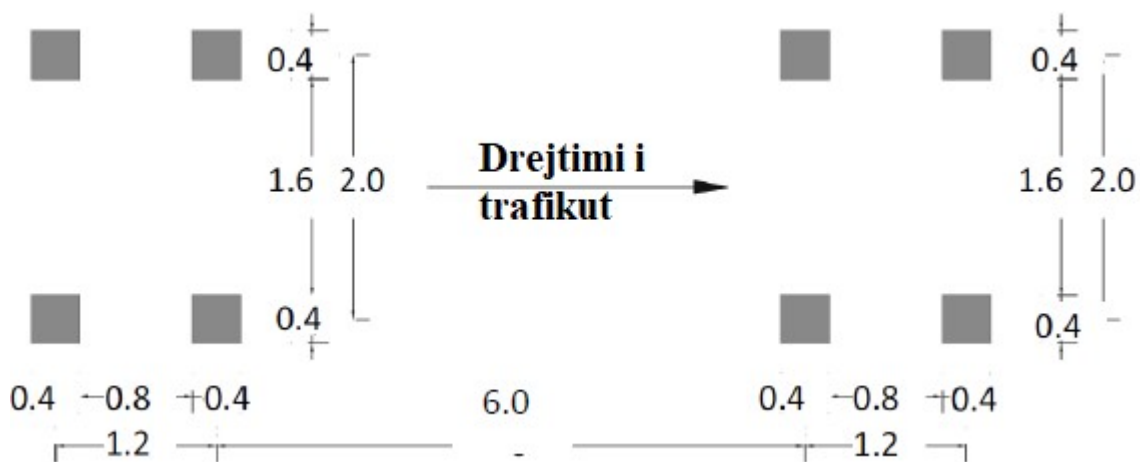


Fig. 3.16. Modeli n.1 i ngarkeses per lodhjen

### 3.2.5. VLERESIMI I EFEKTEVE TE LODHJES

Vleresimi i efekteve te lodhjes te elementeve kryesore te ures eshte bere duke marre ne konsiderate seksionet terthore te meposhtme.

Per vleresimin e lodhjes jane bere supozimet:

- Trafik vjetor te kanioneve per korsine e ngadalte  $v_{Fundosur} = 0.5 * 10^6$ , duke konsideruar nje rruge me trafik mesatar kamionesh sipas EN 1991 – 2 (tabela 4.5).

- Jetegjatesia me lodhjen eshte 100 vjet.
- Trafiku total i kamioneve vFundosur  $5.0 * 10^7$
- Sipas tabelës 3.1 te EN 1993 – 1 – 9, nje faktor pjesor per rezistencen e lodhjes  $\gamma_{MF} = 1.15$  eshte adaptuar, duke marre ne konsiderate detaje te cilat kane tolerance ndaj demtimit dhe pasoja te larta te shkaterrimit nga lodhja.
- Ciklet e sforcimit jane identifikuar duke perodruar metoden e numerimit te rezervuarit.
- Demtimi nga lodhja vleresohet duke perdorur rregullin e Palmgren – Miner,  $D = \sum_i [n_i / N_i] \leq 1.0$  ku  $n_i$  eshte numri aktual i cikleve ne zonen e sforcimit  $\gamma_{MF} \Delta\sigma_i$ .

### 3.2.5.1. KLASIFIKIMI I LODHJES SE CELIKUT

Detajet strukturore klasifikohen sipas tabelave 8.1 ne 8.4 te EN 1993 – 1 – 9.

Ne seksionin  $x = 15.40$ , ka saldime ballore me penetrimt e plote te klasit 11 detaje te tabelës 8.3 te EN 1993 – 1 – 9 (fig. 3.18.a), duke konsideruar zonen e zmusuar larg nga saldimi. Klasifimi baze i ketij detaji eshte 80 MPa, por, meqe trashesia e pllakes eshte 30mm, klasa efektive e detajit rezulton:

$$\Delta\sigma_{c,eff} = k_s * \Delta\sigma_c = (25 / 40)^{0.2} * 80 = 0.91 * 80 = 72.80 \text{ MPa}$$

Detaji baze i brezit te siperm i tre seksioneve terthore te tjera mund te klasifikohet si 80 MPa per shak te prezences se bulonave te salduar, sipas detajit 9 ne tabelën 8.4 te EN 1993 – 1 – 9 (fig. 3.18.b).

Detaji baze i brezit te poshtem i tre seksioneve terthore te tjera mund te klasifikohet si 100 MPa, duke u bazuar ne detajin 7 te tabelës 8.2 te EN 1992 – 1 – 9 (fig. 3.18.c).

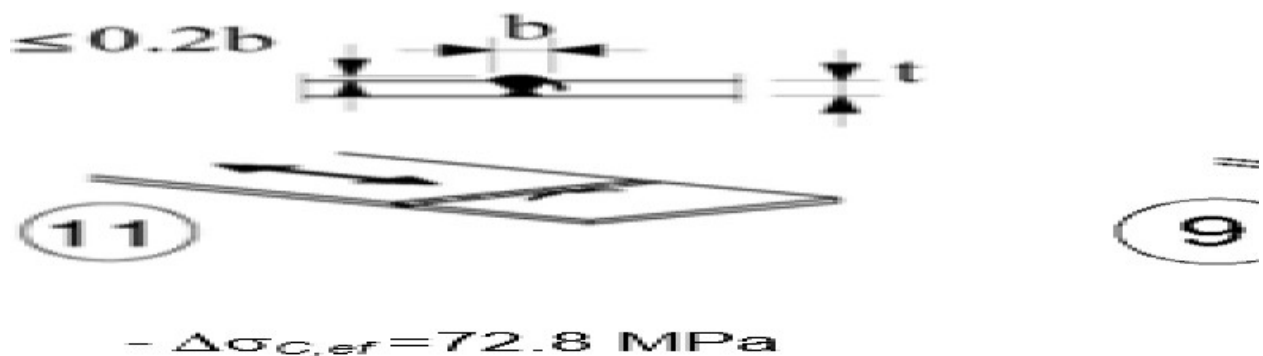


Fig. 3.18. Klasifikimi i detajeve te celikut ne funksion te lodhjes

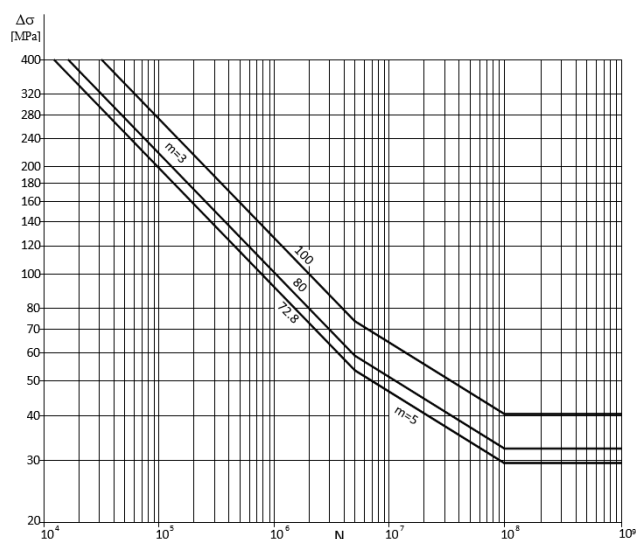




Fig. 3.19. Grafiket S – N te detajeve strukturore

### 3.2.5.2. KLASIFIKIMI I LODHJES SE CELIKUT TE ARMIMIT

Klasifikimi i detajeve te celikut te armimit dhe jepet nga EN 1992 – 1 – 1, tabelat 6.3N dhe 6.4N, dhe perblidhet ne tab. 12.

Ne konsiderate jane marre shufrat e drejta dhe grafiku S – N i aplikueshem jepet me A ne fig. 3.20.

<i>Celiku i armimit</i>	<i>Kurba S-N n.</i>	$N^*$	$k_1$	$k_2$	$\Delta\sigma(N^*)$ [MPa]
Shufra te drejta	2	$10^6$	5	9	162.5

Tab. 12. Grafiket S – N te detajeve strukturore

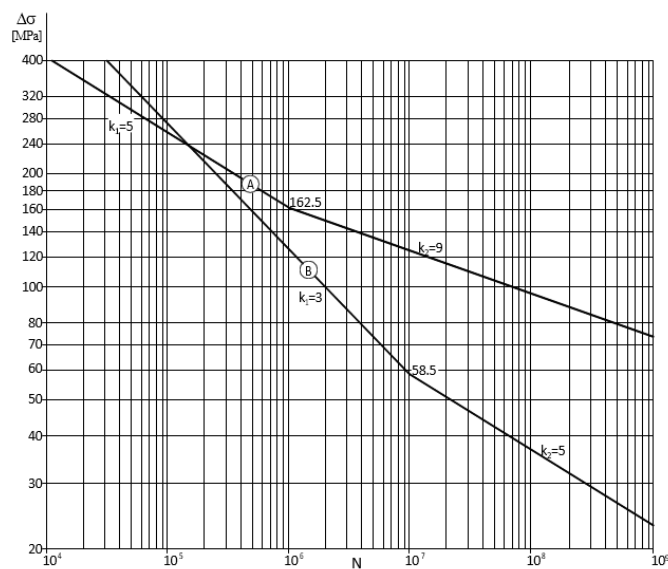


Fig. 3.20. Grafiket S – N te detajeve te celikut te armimit

#### REFERENCAT

CEN 2002. Eurocode: Basis of structural design. EN 1990: 2002. European Committee for Standardization (CEN): Brussels.

CEN 2005. Eurocode 1 - Actions on structures. Part 1-6: General actions. Actions during execution.

EN 1991-1-6: 2005. European Committee for Standardization (CEN): Brussels.

CEN 2006. Eurocode 1 - Actions on structures. Part 1-7: General actions. Accidental actions. EN 1991-1-7: 2006. European Committee for Standardization (CEN): Brussels.

CEN 2003. Eurocode 1 - Actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges. EN 1991-2: 2003.

European Committee for Standardization (CEN): Brussels.

CEN 2006. Eurocode 1 - Actions on structures. Part 3: Actions induced by cranes and machinery. EN 1991-3: 2006. European Committee for Standardization (CEN): Brussels.

- CEN 2004. Eurocode 2 – Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1992-1-1: 2004. European Committee for Standardization (CEN): Brussels.
- CEN 2005. Eurocode 2 – Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridges. Design and detailing rules. EN 1992-2: 2005. European Committee for Standardization (CEN): Brussels.
- CEN 2005. Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1993-1-1: 2005. European Committee for Standardization (CEN): Brussels.
- CEN 2005. Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-9: Fatigue. EN 1993-1-9: 2005. European Committee for Standardization (CEN): Brussels.
- CEN 2006. Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 2: Steel bridges. EN 1993-2: 2006. European Committee for Standardization (CEN): Brussels.
- CEN 2004. Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1994-1-1: 2004. European Committee for Standardization (CEN): Brussels.
- CEN 2005. Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures. Part 2: General rules and rules for bridges. EN 1994-2: 2005. European Committee for Standardization (CEN): Brussels.
- Davaine L. 2010. Global analysis of a steel-concrete composite two-girder bridge according to Eurocode 4, Note for Workshop “Bridge design to Eurocodes” to be held in Vienna, 4-6 October 2010.
- Malakatas N. 2010. Example of application for wind actions on bridge deck and Pylas, Note for Workshop “Bridge design to Eurocodes” to be held in Vienna, 4-6 October 2010.
- Ortega Cornejo, M., Raoul, J. 2010. Composite bridge design (EN1994-2). Illustration of basic element design, Note for Workshop “Bridge design to Eurocodes” to be held in Vienna, 4-6 October 2010.

## **KAPITULLI 4**

### **MODELIMI I URES DHE ANALIZA STRUKTURE**

## **4.1. HYRJE**

Analiza globale strukturore e ures eshte pershkruar ne detaje ne kete kapitull. Hapi i pare i analizës eshte modelimi i ures. Tipi i analizës se kryer eshte lineare dinamike (analize e tipit Response Spectrum e perkufizur sipas EN 1998). Llogaritja e vetive elasto mekanike per cdo seksion kerkon:

- Gjeresine efektive te brezave te trareve (efekti i reduktimit se sforcimeve tangenciale – "shear lag")
- Raportet e ndryshme modulare mes betonit dhe celikut (koeficienti i deforkohes)

Hapi i dyte i analizës globale eshte llogaritja e forcave te brFundshme dhe shperndarjes se momenteve pergjate gjithe struktures. Analizat kryhet ne funksion te fazave te ndertimit dhe merr ne konsiderate plasaritjet e elementeve sipas metodes se thjeshtuar. Analiza globale eshte kryer per strukturen me plasaritje sipas rregullave te EN 1994 – 2.

Rezultatet e analizës globale ne funksion te forcave te brFundshme dhe momenteve, sforcimeve dhe deformimeve, do te kombinohen ne menyre lineare duke ndjekur kombinimet e ngarkesave te caktuar ne EN 1990 per gjFundjet kufitare te sherbimit (SLS) dhe gjFundjet kufitare te shkaterrimit (ULS).

## **4.2. EFEKTI I REDUKTIMIT TE SFORCIMEVE TANGENCIALE**

Ne Eurokode efekti i reduktimit te sforcimeve tangenciale (shear lag effect) merret ne konsiderate duke llogaritur nje gjeresi efektive per cdo brez te elementeve te struktures. Per nje ure me dy trare metalike mbajtes, ky efekt ndikon kryesisht soleten e betonit (brezi i siperm se bashku me soleten e betonit formojne nje seksion kompozit) ku raporti i hapësires drite me gjeresine nuk mund te jete i neglizhueshem.

Ne Eurokode reduktimi nuk eshte i njejte per analizen globale (llogaritja e forcave te brFundshme dhe momenteve) dhe per analizen e seksionit terthor (llogaritja e vetive elasto mekanike per te marre shperndarjen e sforcimeve). Vlera e llogaritur per mesin e hapësires drite perdoret per te gjithë seksionin ne analizen globale por jo ne analizen e seksionit terthor.

### **4.2.1. ANALIZA GLOBALE**

#### **4.2.1.1. SOLETA E BETONIT**

Sipas EN 1994 – 2, 5.4.1.2, gjeresia efektive e soletes se betonit per analizen globale do te merret e barabarte me vleren e llogaritur ne mesin e hapësires drite per llogaritjen e seksionit terthor.

#### 4.2.2. MODELIMI I STRUKTURES

Struktura e ures eshte modeluar dhe analizuar ne programin ETABS Ultimate 20.

Me poshte paraqiten imazhe nga modelimi i struktures ne ETABS.

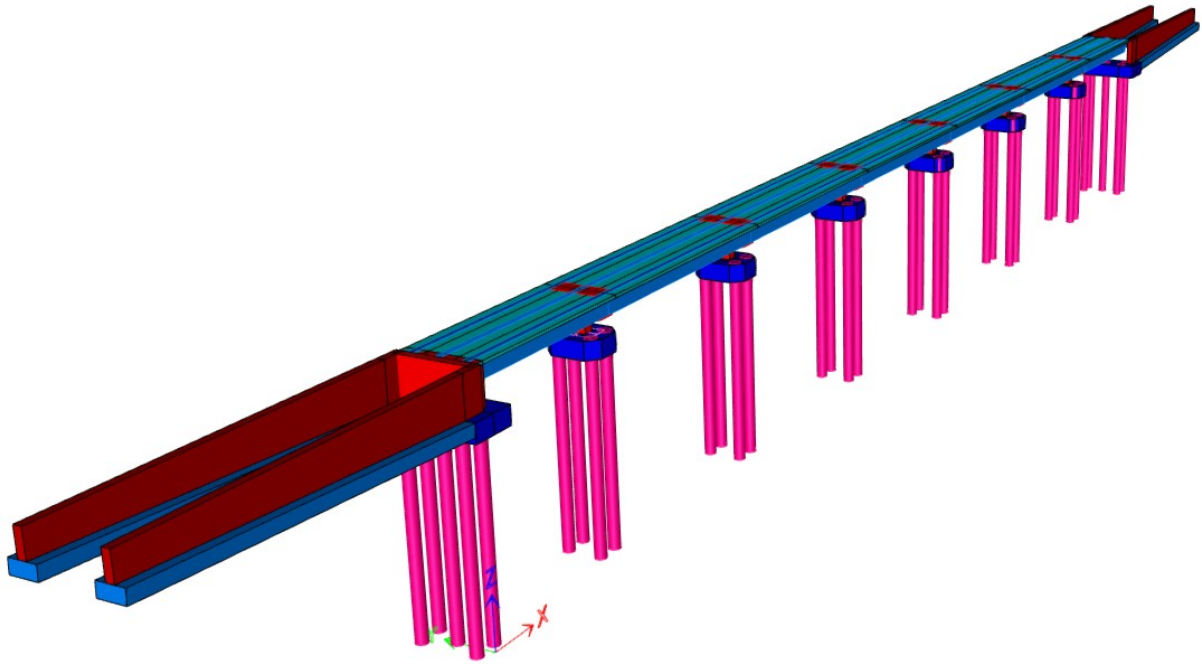


Fig. 4.1. Pamje 3D e modelimit te ures

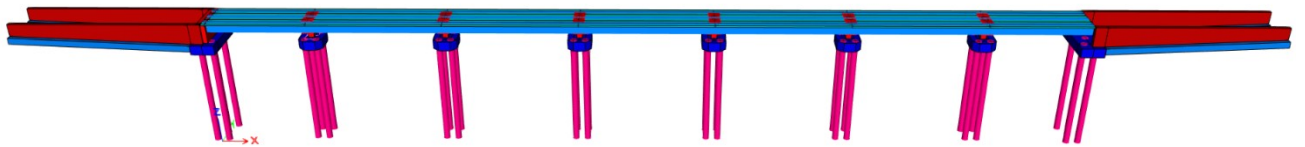


Fig. 4.2. Pamje 3D e modelimit te ures

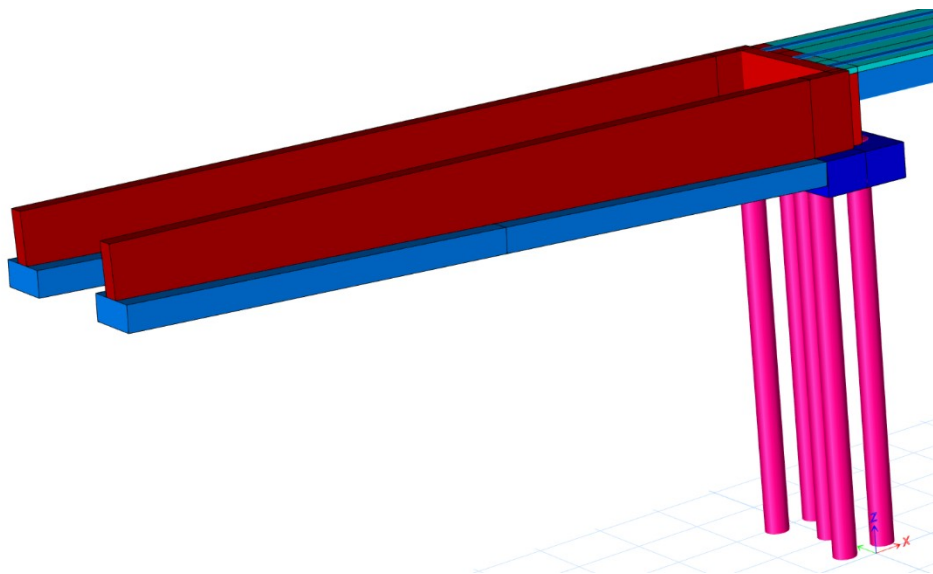


Fig. 4.3. Pamje 3D e ballit 1

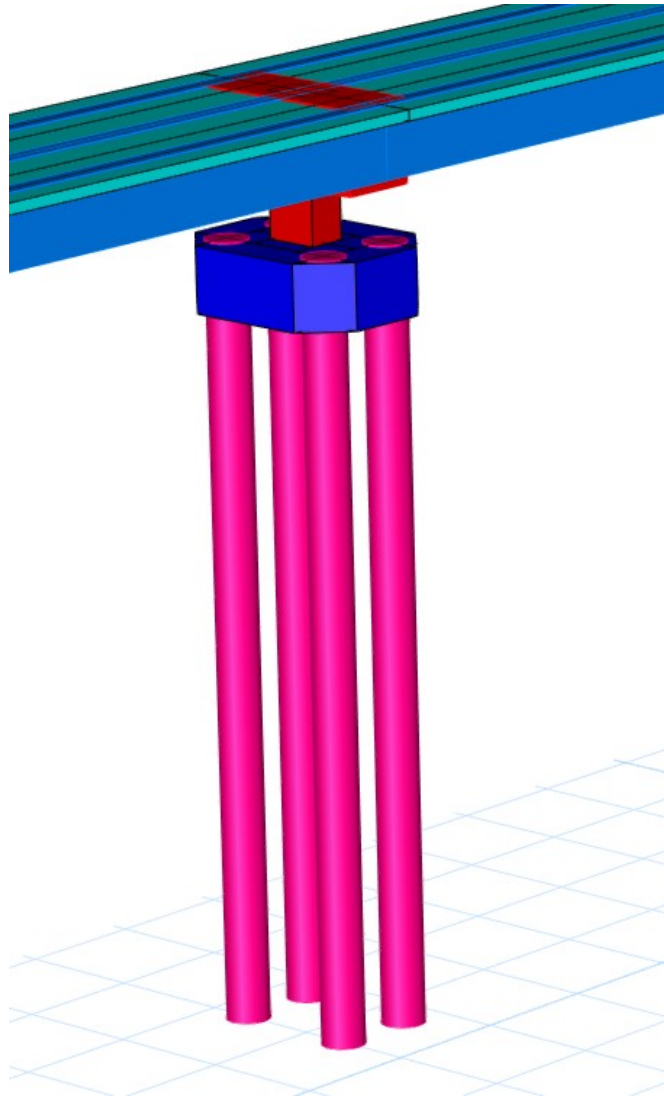


Fig. 4.4. Pamje 3D e ballit 2

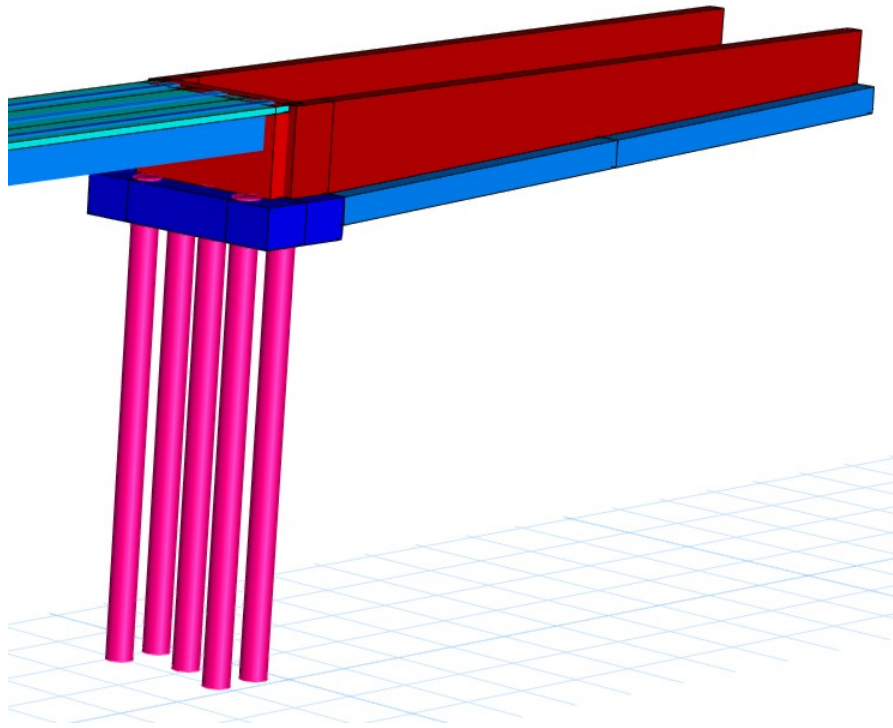


Fig. 4.5. Pamje 3D e ballit 2

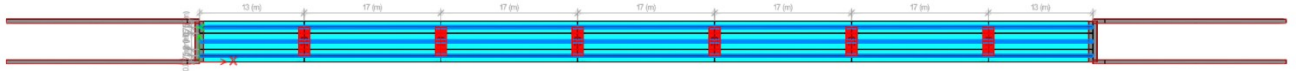


Fig. 4.6. Planimetria e ures



Fig. 4.7. Planimetria e themeleve te ures

### 4.3. EFEKTI I DEFORMKOHES SE BETONIT (RAPORTET MODULARE)

#### 4.3.1. RAPORTI MODULAR PER KOHE TE SHKURTER

Raporti i moduleve per materialet e perdorura ne seksionin kompozit jepet ne menyre direkte nga formula:

$$n_0 = E_a / E_{cm} = 210\,000 / [22\,000 (f_{cm} / 10)^{0.3}] = 210\,000 / [22\,000 (35 + 8 / 10)^{0.3}] = 6.16$$

ku  $E_a$  dhe  $E_{cm}$  jane modulet e elasticitetit per elementet strukture celik dhe beton respektivisht.

### 4.3.2. RAPORTI MODULAR PER KOHE TE GJATE

Raporti i moduleve per kohe te gjate  $n_L$  varet nga tipi i ngarkimit te traut (nepermjet koeficientit  $\psi_L$ ) dhe nga niveli i deformkohes ne momentin kohor te marre ne konsiderate (nepermjet koeficientit te deformkohes  $\varphi(t, t_0)$ ):

$$n_L = n_0 [1 + \psi_L * \varphi(t, t_0)]$$

$\psi_L$  perfaqeson varesine e raportit modular nga tipi i ngarkeses se aplikuar:

- Ngarkese e perhershme (pesha vetjake, shtresat etj):  $\psi_L = 1.1$
- Tkurrja e betonit:  $\psi_L = 0.55$
- Uljet:  $\psi_L = 1.5$

$\varphi t, t_0 = \varphi_0 \beta_c t, t_0 = \varphi_0 [ (t - t_0) / (\beta_H + t - t_0) ] = \varphi_0$  kur  $t$  tenton drejt  $\infty$  (llogaritjet per kohe te gjate)

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta f_{cm} \beta t_0 \left[ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.10 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_1 \left[ \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \right] \left[ \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \right]$$

Koeficientet  $\alpha_1$  dhe  $\alpha_2$  marrin ne konsiderate influencen e klases se betonit kur  $f_{cm} \geq 35$  MPa ( perndryshe  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1.0$ ).

Ne rastin tone  $f_{cm} = 48$  MPa e cila jep:

$$\alpha_1 = (35 / f_{cm})^{0.7} = 0.80$$

$$\alpha_2 = (35 / f_{cm})^{0.2} = 0.94$$

$h_0 = 2A_c / u$  eshte permasa llogaritese e soletes, me  $A_c = 1.0$  m<sup>2</sup> siperfaqe betoni dhe  $u$  – perimetri i soletes i ekspozuar ndaj tharjes.

Lageshtia relative eshte marre 80%.

Parametri  $t_0$  kohor, eshte vlera mesatare e moshes se betonit (ne dite) kur ngarkesa e konsideruar aplikohet ne strukture:

- Pesha vetjake e soletes se betonit

Per te thjeshtuar proceduren EN 1994 – 2 lejon perdorimin e vetem nje vlere mesatare te  $t_0$  kur aplikohen ngarkesat te cilat i korrespodojne te gjitha fazave te betonimit. Zgjedhja e faktorit  $t_0$  ka nje ndikim relativisht te vogel ne shperndarjen perfundimtare te momenteve dhe forcave te brFundshme, dhe veshtiresite e percaktimit te nje sekuence te qarte te betonimit, nje zgjedhje e arsyeshme per situaten eshte marrja e  $t_0$  sa gjysma e kohes se betonimit per te gjitha soleten.

Per kohen  $t_0 = 66 / 2 = 33$  dite.

- Pajisjet jo strukturore te ures:  $t_0 = 66 + 44/2 = 88$  dite.
- Tkurrja e betonit: Tkurrja supozohet se fillon menjehere sapo betoni eshte hedhur ne veperdhe vazhdon gjate gjithe jetegjatesise se vepres. EN 1994 – 2 jep nje vlere te  $t_0 = 1$  dite per vleresimin e raportit modular korrespodues.
- Uljet: Ulja prej 1.5cm eshte eshte marre ne konsiderate te kete ndodhur ne periudhen  $t_0 = 50$  dite kur pesha vetjake ne trupin e ures eshte aplikuar plotesisht.

Load case	$\psi_L$	$t_0$ (dite)	$\varphi_{\infty, t_0}$	$n_L = n_0 [1 + \psi_L \varphi_{\infty, t_0}]$
Betonimi	1.10	33	1.4	15.6
Tkurrja	0.55	1	2.7	15.2
Pajisjet e ures	1.10	88	1.2	14.1



Uljet	1.50	50	1.3	18.1
-------	------	----	-----	------

#### 4.4. VETITE ELASTO MEKANIKE TE SEKSIONIT TERHTOR

Pas llogaritjeve te gjesive efektive te soletes dhe raporteve te moduleve te elasticitetit per klasa te ndryshme te ngarkimit, eshte e mundur te llogariten vetite elasto mekanike te cdo seksioni kompozit pergjate traut te ures. Duke iu referuar fazave te ndertimit keto veti i jepen elementeve te modelimit te ures per te marre forcat e brFundshme, momentet dhe shperndarjen e sforcimeve duke aplikuar rregullat e pergjithshme te rezistences se materialeve.

Emertimet jane si me poshte:

- $A_a$  siperfaqja e elementit te celikut si pjese e seksionit kompozit
- $A_s$  siperfaqja e celikut te armimit ne seksionin kompozit ( celiku brFunda zones efektive)
- $A_b$  siperfaqja e betonit ne seksionin kompozit ( betoni brFunda zones efektive)
- $n$  raporti i moduleve elastike
- $I_a$  momenti i inercise i siperfaqes se elementit te celikut ne seksionin kompozit
- $I_b$  momenti i inercise i siperfaqes se betonit ne seksionin kompozit

## 4.5. NGARKESAT E MODELIMIT

### 4.5.1. PESHA VETJAKE

Densiteti i betonarmese eshte marre  $25 \text{ kN} / \text{m}^3$

Pesha vetjake e te gjithe elementeve strukturore te pershire ne modelim llogaritet automatikisht nga programi llogarites nepermjet percaktimit ne krijimin e tipeve te ngarkesave dhe burimit te mases ne analizen Response Spectrum.

### 4.5.2. ELEMENTET JO STRUKTURORE

Objekti	Karakteristikat	Faktori maksimal x	Faktori minimal x
Beshtetja e betonit per barrieren e sigurise	Siperfaqja $0.5 \times 0.2 \text{ m}^2$	1.0	1.0
Barriera e sigurise	65 kg/ml	1.0	1.0
Sinjalistika	25 kg/ml	1.0	1.0
Shtresa hidroizoluese	1 cm trashesi	1.2	0.8
Shtresa e asfaltit	4 cm trashesi	1.4	0.8

Faktoret maksimal dhe minimal jane percaktuar ne EN 1991 – 1 – 1.

DFundesia e asfaltit eshte marre  $25 \text{ kN} / \text{m}^3$

Tabela e meposhtme jep ngarkesat uniformisht te shperndara te aplikuar mbi traun e ures per te marre mbeshtjellesen e forcave te brFundshme dhe shperndarjen e momenteve per elementet jo strukturore.

Objekti	$q_{nom}$ (kN/ml)	$q_{min}$ (kN/ml)	$q_{max}$ (kN/ml)
Beshtetja e betonit per barrieren e sigurise	2.5	2.5	2.5
Barriera e sigurise	0.638	0.638	0.638
Sinjalistika	0.245	0.245	0.245
Shtresa hidroizoluese	4.2	5.04	3.36
Shtresa e asfaltit	11	15.4	8.8
Totali	18.6 kN/ml	23.8 kN/ml	15.5 kN/ml

### 4.5.3. TKURRJA E BETONIT NE TRUPIN E URES

Tkurrrja e betonit modelohet nepermjet nje deformimi te mbivFundosur  $\epsilon_r$ , e aplikuar ne siperfaqen e betonit ne shtypje. Tre origjinat jane tkurrrja termike  $\epsilon_{th}$ , tkurrrja autogjenoze  $\epsilon_{ca}$  dhe tkurrrja e ngrirjes  $\epsilon_{cd}$ . Duke pasur nje kohezgjatje sa e gjithe jeta e ures, tkurrrja e ngrirjes fillon sapo behet betonimi. EN 1992 – 1 – 1 (te cilit EN 1994 – 2 i referohet) merret me  $\epsilon_{ca}$  dhe  $\epsilon_{cd}$  ne te njejten kohe. Nje tkurrrje totale  $\epsilon_{cs} = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd}$  llogaritet per nje gjFundje te ures qe i korresponon hapjes se pare te ngarkesave te trafikut ( $t_{ini} = 110$  dite) dhe nje kohe infinite (situata e perhershme e projektimit per  $t_{inf} = 100$  vjet). Tkurrrja termale eshte ezauruar ne EN 1994 - 2 pasi eshte vecanerisht e shoqeruar me strukturat kompozite.

#### 4.5.3.1. DEFORMIMI NGA TKURRJA NE HAPJEN E TRAFIKUT

Llogaritja e  $\epsilon_{cs}$  kerkon moshen  $t$  te betonit te konsideruar ne kohen  $t_{ini}$ . Ne kete moment ne kohe cdo segment i soletes ka moshe te ndryshme. Per te thjeshtuar llogaritje, vlera mesatare e moshave te te gjithe segmenteve eshte konsideruar duke marre parasysh fazat:  $t = 66 / 2 + 44 = 77$  dite. Jane perdorur formulat nga Annex B dhe 3.1.4 ne EN 1992 - 1 - 1.

$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca}(\infty)$  me  $\epsilon_{ca}(\infty) = 2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} = 6.25 \cdot 10^{-5}$  dhe  $\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2\sqrt{t}) = 0.83$  per  $t = 77$  dite.

$$\epsilon_{ca}(t) = 5.2 \cdot 10^{-5}$$

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \epsilon_{cd,0} \text{ me } \epsilon_{cd,0} = 0.85 [(220 + 110 \alpha_{ds,1}) \exp(-\alpha_{ds,2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})] 10^{-6} \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1.55 [1 - (RH / 100)^3] = 0.76 \text{ me } RH = 80\%$$

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

$\alpha_{ds,1} = 4$  dhe  $\alpha_{ds,2} = 0.12$  per cemento me ngurtesim normal (Klasa N)

$$\epsilon_{cd,0} = 2.53 \cdot 10^{-4}$$

$$k_h = 0.7 \text{ sepse } h_0 = 672 \text{ mm} > 500 \text{ mm}$$

Tkurrtja nga ngurtesimi fillon ne kohen  $t_s = 1$  dite.

$$\beta_{as}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{h_0^3}} = 0.1 \text{ per } t = 77 \text{ dite}$$

$$\epsilon_{cd}(t) = 1.8 \cdot 10^{-5}$$

$$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{ca}(t) + \epsilon_{cd}(t) = 7 \cdot 10^{-5}$$

Kjo vlere teorikisht aplikohet ne cdo segment te soletes ne momentin qe vFundoset ne vFund (betonohet). Per thjeshtim llogaritjes ky deformim aplikohet ne te gjithe soleten ne perfundim te betonimit.

#### 4.5.3.2. DEFORMIMI I TKURRJES PER KOHE INFINIT

Duke marre  $t$  qe shkon ne infinit ne ekuacionet e meparshme na jep  $\beta_{as}(\infty) = 1$  dhe  $\beta_{ds}(\infty, t_s) = 1$ . Rrjedhimisht  $\epsilon_{cs}(\infty) = \epsilon_{ca}(\infty) + \epsilon_{cd}(\infty)$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 6.25 \cdot 10^{-5}$$

$$\epsilon_{cd}(\infty) = k_h \epsilon_{cd,0} = 1.77 \cdot 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cs}(\infty) = 2.4 \cdot 10^{-4}$$

Kjo vlere e deformimit aplikohet ne soleten e mbaruar.

*Ky veprim perfshihet ne verifikimet e ures ne kombinimet e perhershme dhe te perkoheshme ne nje kohe infinit.*

#### 4.5.3.3. DEFORMIMI I TEMPERATURES

EN 1994 - 2 7.4.1 (6) merr ne konsiderate tkurrjen termike te prodhuar nga diferenca e temperaturave  $\Delta T$  mes celikut strukturor dhe betonit gjate betonimit. Vlera e rekomanduar eshte  $\Delta T = 20^\circ\text{C}$  duke na dhene nje deformim relativ  $\epsilon_{th} = \alpha_{th} \Delta T = 10^{-5} \cdot 20 \text{ K} = 2 \cdot 10^{-4}$ . Kjo vlere eshte e konsiderueshme por fakti qe merret ne konsiderate ne momentin e betonimit lejon mundesine qe te reduktohet pasi ne kete moment betoni eshte pjesisht i bute dhe seksioni funksionon pjesisht si kompozit. Vlera e pranuar eshte  $\epsilon_{th} = 1 \cdot 10^{-4}$ .

Tkurrja termike i aplikohet strukture kompozite duke u kombinuar me tkurrjen e hershme  $\varepsilon_{cs}(t) = 7 \cdot 10^{-5}$ .

Perdoret vetem per te percaktuar zonat e plasaritura ne analizen global dhe per te kontrolluar plasaritjet ne soleten e betonit.

#### 4.5.4. TRAFIKU RRUGOR

##### 4.5.4.1. POZICIONIMI TERTHOR I KORSIVE TE TRAFIKUT

UDL dhe TS nga modeli LM1 te cilat percaktohen ne EN 1991 - 2 jane te pozicionuara ne menyre terthore dhe gjatesore ne trupin e ures per te marre ndikimin me te disfavorshem ne elementin e marre ne studim. Nje vije influence lineare perdoret ne kete rast me supozimin qe nje ngarkese vertikale ne planin e murit te traut kryesor shkon plotesisht ne kete tra. Pjeset e pafavorshme te te cdo vije influente ngarkohen sipas shperndarjes terthore te ngarkeses se trafikut UDL dhe TS mes traveve kryesore.

Hapesira e lire mes barrierave te sigurise dhe mbeshtetjes gjatesore prej betoni eshte  $w = 5.20\text{m}$ . Dy korsite e trafikut me gjeresi  $2.60\text{m}$ . Korsite e trafikut jane organizuar ne pozicionin me te disfavorshem sipas figures se meposhtme

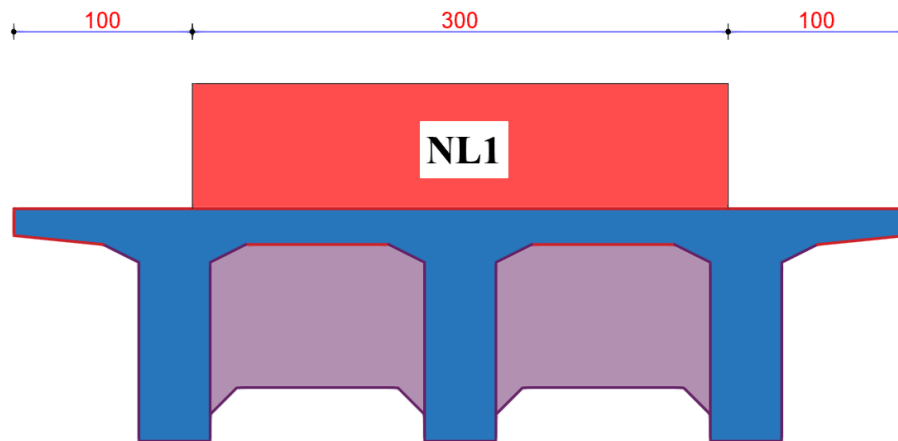


Fig. 4.4. Pozicionimi ne seksionin terthor te korsive te trafikut

##### 4.5.4.2. SISEMI I LIDHUR TS

Per te kryer llogaritjet globale, EN 1991 - 2, 4.3.2(1) lejon qe cdo aks (automjeti) ne sistemin e lidhur TS te qFunderzohet ne aksin gjeometrik te korsise. Vlerat e ngarkeses vertikale per aks mjete jepen ne EN 1991 - 2, Tabela 4.2. Ne figuren me poshte paraqitet pozicioni terthor i dy sistemeve te lidhura te konsideruara ne raport me traret kryesore te strukture.

Cdo korsite e trafikut mund te mbeshtese vetem nje sistem te lidhur TS ne drejtimin gjatesor. Te dy sistemet e lidhura (nje per cdo korsite llogaritjeje) mund te mos jene ne te njejtin pozicion ne gjatesi ne nje moment kohe.

##### 4.5.4.3. NGARKESA UNIFORMISHT E SHPERNDARE (UDL)

Duke pasur vijen influente terthore, korsite e trafikut ngarkohen me UDL deri ne aksin e traut nr. 2 (shiko figuren e meposhtme) i cili ndan zonen e vijes influente me efekt pozitiv. Vlerat e UDL jepen ne EN 1991 - 2, Tabela 4.2.

Ne drejtimin gjatesor, cdo korsi llogaritese eshte e ngarkuar ne nje distance e cila i korrespondon pjeseve te pafavorshme te vijes gjatesore te influences e cila i takon forcave te brFundshme ose momenteve dhe pozicionit te seksionit te marre ne studim.

#### **4.5.4.4. FORCA E FRENIMIT DHE NXITIMIT (EN 1991 - 2, 4.4.1)**

$$Q_{lk} = 0.6\alpha_{Q1} 2Q_{1k} + 0.1\alpha_{q1}q_{1k}wL = 360 \text{ kN} + 540 \text{ kN} = 900 \text{ kN}$$

$$180 \alpha_{Q1} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$$

#### **4.5.4.5. PERFUNDIME MBI MODELIMIN E NGARKESAVE TE TRAFIKUT**

Modeli 3 Dimensional qe i korrespondon struktures se ures eshte i ngarkuar me nje ngarkese uniformisht te shperndare dhe nje sistem me dy ngarkesa te perqFundruara te cilat kane nje distance prej 1.2m.

## 4.6. ANALIZA GLOBALE

### 4.6.1. TE PERGJITHSHME

Analiza globale eshte performuar duke respektuar fazat e ndertimit dhe duke marre ne konsiderate dy etapa kohore ne jeten e ures: i) ne hapjen e trafikut (projektim per situatë me kohe te shkurter) ii) ne kohen infinite (projektim per situatë te gjate kohore ose 100 vjet).

Analiza eshte kryer e tipi lineare dinamike.

Plasaritjet ne zonat afer mbeshetjeve jane marre ne konsiderate duke perdorur metoden e thjeshtuar sipas EN 1992 – 1 – 1.

Analiza globale i referohet kombinimeve SLS dhe ULS.

Analizat jane kryer duke perdorur programin kompjuterik **ETABS ULTIMATE 20**.

### 4.6.2. ZONAT E PLASARITURA RRETH MBESHETJEVE TE BRFUNDSHME

Hapi i pare i analizes se plasaritjeve te seksionit eshte llogaritja e sforcimeve maksimale ne fibrat me ekstremale te soletes per kombinimin karakteristik te veprimeve te SLS. Ne hapin e pare rezistenca e betonit eshte perdorur gjithmone per te llogaritur vetite mekanike te te gjithe seksioneve te modeluara ne traun kryesor. Figura e meposhtme tregon shperndarjen e sforcimeve.

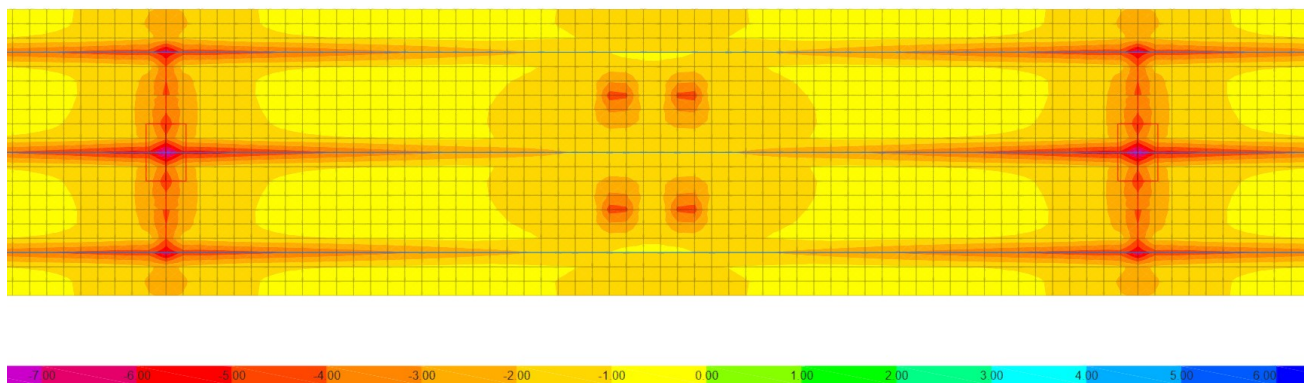


Fig. 4.8. Zonat e plasaritura per cdo mbeshetje

Nga analiza strukturore betoni nuk rezulton te kete sforcime terheqese prandaj plasaritjet nuk merren parasysh.

### 4.6.3. RESKIONET NE MBESHETJET VERTIKALE

Reaksionet verikale dhe horizontale te mbistruktores perdoren ne verifikimin e ballnave dhe cernierave. Per ballin B1 dhe B2 jane dhene rezultatet e meposhtme. (ngarkesa per traun me te ngarkuar – traun i mesit).

Klasat e ngarkeses	Kategoria	B1 (KN)	B2 (KN)
Pesha vetjake (celik strukturor + betonarme)	Gk1	250	250
Elementet jo strukturor	Gk2	3.50	3.50
UDL nga trafiku	UDL	300	300
TS nga trafiku	TS	320	320

### 4.6.4. FORCAT E BRFUNDSHME DHE MOMENTET

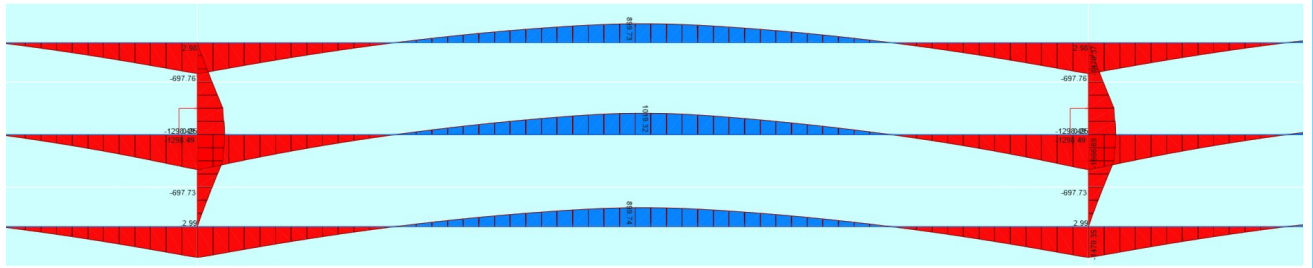


Fig. 4.9. Momentet perkules tipik ne trupin e ures (KN-m)

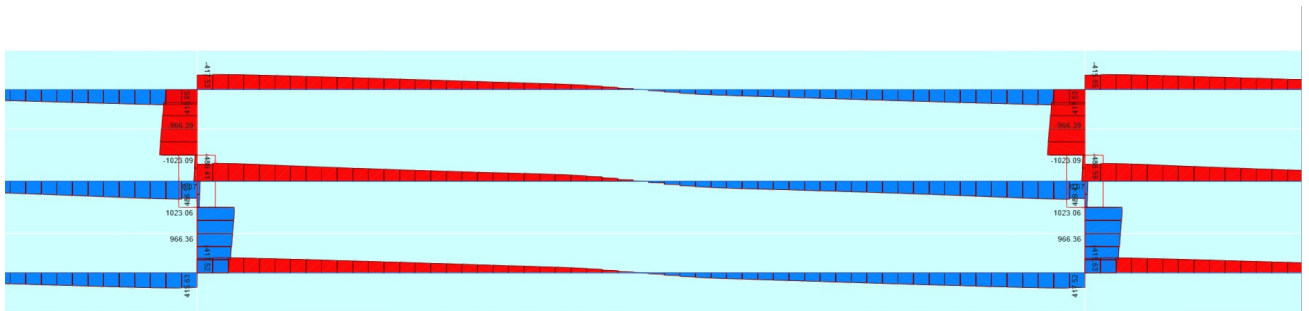


Fig. 4.10. Forcat prerese tipike ne trupin e ures (KN)

### Referencat

- [1] Eurocode 3 and 4, Application to steel-concrete composite road bridges
- [2] Eurocode 4 : Design of composite steel and concrete structures, Part 2 : General rules and rules for bridges, February 2006
- [3] Eurocode 3 : Design of steel structures, Part 1-5 : Plated structural elements, March 2007
- [4] Eurocode 1 : Actions on structures, Part 2 : Traffic loads on bridges, March 2004

**KAPITULLI 5**

**PROJEKTIMI I ELEMENTEVE STRUKTUROR TE URES**



## 5.1. HYRJE

Ky kapitull permban raportin mbi projektimin e trupit te ures sipas Eurokodit 2. Soleta e ures do te kontrollohet sipas Seksionit 4 (per jetegjatesi), Seksionit 6 (per ULS) dhe Seksionit 7 (SLS) te EN 1992 - 1 - 1 dhe EN 1992 - 2.

### 5.1.1. VERIFIKIMET LOKALE TE SOLETES

Verifikimi fillestar eshte ai i shtreses mbrojtese i cili ndikon drejtperdrejt krahun e punes se celikut te armimit.

Soleta betonarme duhet te kaloje keto verifikime:

- Perqindja minimale e armimit
- Resistenca ndaj perkuljes per efekt te kombinimit te veprimeve te ULS
- Limitimi i sforcimeve per kombinimin karakteristik per efekt te kombinimit te veprimeve te SLS
- Kontrolli i plasaritjeve sipas SLS
- Rezistence ndaj forces prerese vertikale per efekt te kombinimit te veprimeve te ULS
- Rezistence ndaj forces prerese horizontale per efekt te kombinimit te veprimeve te ULS
- Lodhja
- Rezistence ne prerje te nyjeve te betonimit mes segmenteve fqinje te betonimit
- Rregullat per kombinimin e efekteve globale dhe lokale
- Shpimi nga forca prerese

### 5.1.2. JETEGJATESIA - SHTRESA MBROJTESE

Shtresa mbrojtese minimale,  $c_{min}$  sipas (EN 1992 - 1 - 1, 4.4.1.2) duhet te plotesoje dy kriteret, lidhjen dhe jetegjatesine:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}\}$$

$c_{min,b}$  jepet nga tabela 4.2 e EN 1992 - 1 - 1

$c_{min,b}$  = diametri i shufres (madhesia e agregatit < 32mm)

$c_{min,b}$  = 20mm ne faqen e siperme te soletes

$c_{min,b}$  = 25mm ne faqen e poshtme me mesin e hapesires drite mes trareve kryesore

$c_{min,dur}$  jepet nga tabela 4.4N dhe varet nga klasa e ekspozicionit (tabela 4.1) dhe klasi strukturor (tabela 4.3N)

Procedura per  $c_{min,dur}$  jepet si me poshte.

#### **Klasi strukturor (Tabela 4.3N)**

Klasi strukturor baze eshte Klasi 4. Tabela 4.3N jep korigjimin ne varesi te kriterereve (criterion) te meposhtme. Kemi dy raste te  $c_{min,dur}$ : i) faqja e siperme e soletes ii) faqja e poshtme e soletes.

Element me gjeometri solete: Klasi strukturor reduktohet me 1

Kontroll i larte i cilesise: Klasi strukturor reduktohet me 1

**Klasi Strukturor:  $4 + 2 - 1 - 1 - 1 = 3$**

Per faqen e poshtme te soletes:

Klasa e ekspozicionit sipas tabelës 4.1: XC3

Jetegjatesi 100 vjet: Klasi strukturor rritet me 2

Klasa e rezistences:

Element me gjeometri solete: Klasi strukturor reduktohet me 1

Kontroll i larte i cilesise: Klasi strukturor reduktohet me 1

s

**Klasi Strukturor:  $4 + 2 - 1 - 1 = 4$**

Shtresa mbrojtese minimale percaktohet nga tabela 4.4N:

Per faqen e sipërme te soletes:  $c_{\min,dur} = 20\text{mm}$

Per faqen e poshtme te soletes:  $c_{\min,dur} = 30\text{mm}$

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}$$

$\Delta c_{\text{dev}} = 10\text{mm}$  (vlera e rekomanduar nga 4.4.1.3(1)P)

Shtresa Mbrojtese (mm)	$c_{\min,b}$	$c_{\min,dur}$	$\Delta c_{\text{dev}}$	$c_{\text{nom}}$
Faqja e sipërme e soletes	20	20	10	30
Faqja e poshtme e soletes	25	30	10	40

### 5.1.3. VERIFIKIMI I ARMATURES TERTHORE

#### 5.1.3.1. FORCAT E BRFUNDSHME DHE MOMENTET PER ANALIZEN GLOBALE

Per verifikim perdoret nje model ekuivalent trau. Per analizen 3 Dimensionale te soletes perdoret ngarkesa uniformisht e shperndare dhe ngarkesat e trafikut.

- Ngarkesat e perhershme
- Ngarkesat e trafikut

Per llogaritjen e ngarkesave te trafikut jane kryer llogaritjet ne programin CSI Bridge dhe jane marre rezultate e meposhtme duke perdorur parimet e vijave influente.

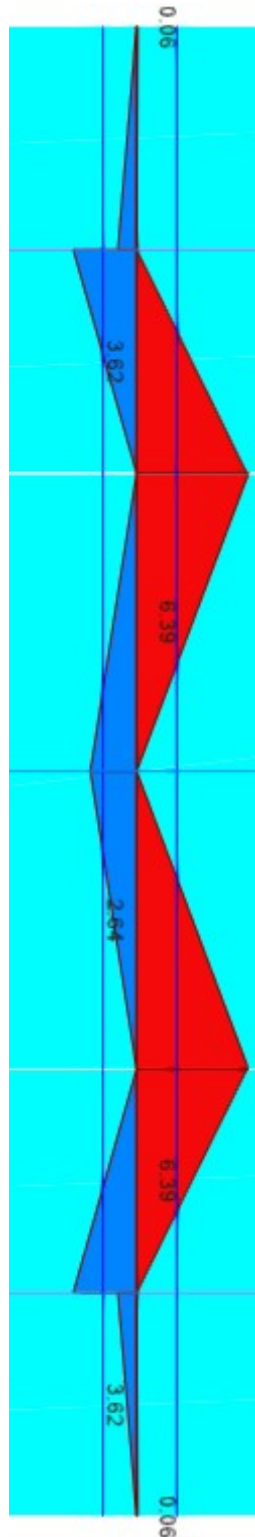


Fig. 5.5. Moment maksimal mbi solete prej ngarkesave te trafikut

Per soleten e marre ne studim, per seksionin ne mbeshtetje mbi traun kryesor, vlera karakteristike e momentit perkules terthor eshte  $M_{LM1} = -3.62$  kN-m dhe vlera frekuente eshte  $M_{LM1} = -2.90$  kN-m.

Per seksionin ne mesin e hapesires, vlera karakteristike e momentit perkules terthor eshte  $M_{LM1} = -6.39$  kN-m dhe vlera frekuente eshte  $M_{LM1} = -4.70$  kN-m.

### 5.1.3.2. SIPERFAQJA MINIMALE E ARMIMIT

Sipas EN 1992 – 1 – 1 (9.3.1 dhe 9.2.1(1)) nevojitet nje siperfaqe minimale armimi per soleten e ures. Kjo siperfaqe percaktohet sipas formules:

$$A_{s,min} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0.0013 b_t d$$

ku  $b_t$  është gjerësia e soletës (zona është 1ml prandaj  $b_t = 100\text{cm}$ ) dhe  $d$  është thellesia efektive e soletës (qFundra mes qFundres së masës së armimit të marre në konsideratë me fibrën më të jashtme të zonës së shtypur të betonit).

Sipas llogaritjeve të mëposhtme vlera e  $d = 18\text{ cm}$ .

Per mbështetjen:

$$A_{s,min} = 10.00\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Per hapësirën:

$$A_{s,min} = 10.00\text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 5.1.3.3. REZISTENCA NE PERKULJE SIPAS ULS

Vlera e projektimit për  $M_{Ed}$  sipas ULS duhet të jetë më e vogël se vlera e momentit të rezistencës  $M_{Rd}$  i cili llogaritet duke përdorur marrëdhënien e poshtme sforcim – deformim.

Per betonin një model i thjeshtuar drejtkëndësh i shpërndarjes së sforcimit merret në konsideratë.

$\lambda = 0.80$  dhe  $\eta = 1.00$  sepse  $f_{ck} = 35\text{ MPa} \leq 50\text{ MPa}$

$f_{cd} = 19.80\text{ MPa}$  (me vlerë të rekomanduar të  $\alpha_{cc} = 0.85$ )

$\epsilon_{cu3} = 3.5\text{ mm/m}$

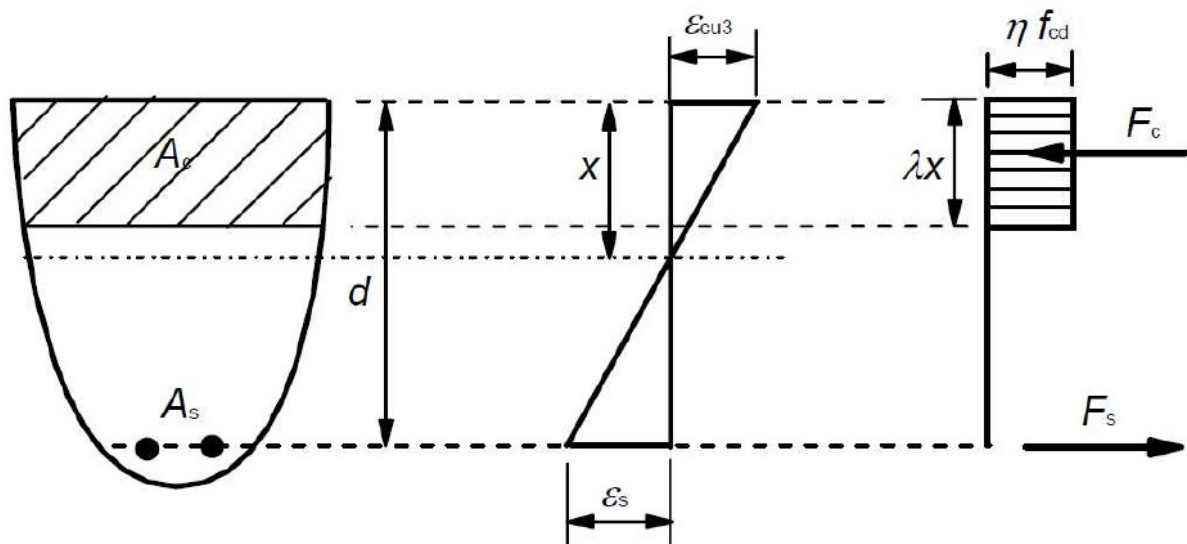


Fig. 5.6. Modeli i thjeshtuar i shpërndarjes së sforcimeve në beton

Per armaturen, përdoret një shpërndarje bi – lineare e marrëdhënies së sforcim – deformimit me ngurtësim nga sforcimi (strain hardening) sipas EN 1992 – 1 – 1.

$$f_{yd} = 435\text{ MPa}$$

$$k = 1.08$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 45 \text{ mm/m}$$

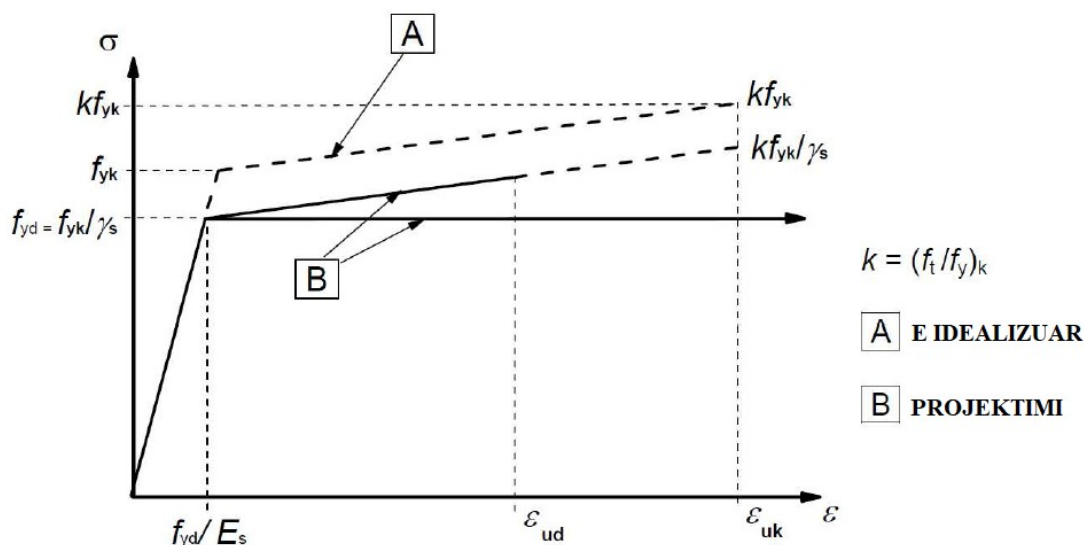


Fig. 5.7. Modeli i marrredhënies sforcim – deformim për armaturen

$$\text{Per } \epsilon_s \leq f_{yd} / E_s \quad \sigma_s = E_s \epsilon_s$$

$$\text{Per } \epsilon_s > f_{yd} / E_s \quad \sigma_s = f_{yd} + (k - 1) f_{yd} (\epsilon_s - f_{yd} / E_s) / (\epsilon_{uk} - f_{yd} / E_s)$$

Per rastin me armim të thjeshtë armatura në shtypje në zonen e betonit të shtypur nuk merret në konsideratë.

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu3} (d - x) / x$$

$$\sigma_s = f_{yd} + (k - 1) f_{yd} (\epsilon_s - f_{yd} / E_s) / (\epsilon_{uk} - f_{yd} / E_s)$$

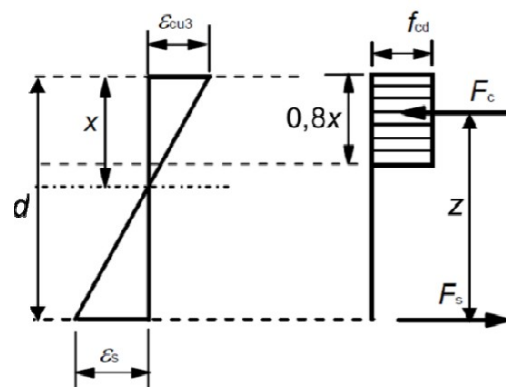
Per ekuilibër:

$$N_{Ed} = 0$$

$$A_s \sigma_s = 0.8 b x f_{cd} \text{ ku } b = 1 \text{ m}$$

Vlera e  $x$  merret nga ekuacioni kuadratik.

$$M_{Rd} = 0.8 b x f_{cd} (d - 0.4 x) = A_s \sigma_s (d - 0.4 x)$$



### 5.1.3.4. REZISTENCA NE PERKULJE SIPAS ULS

Sforcimet normale llogariten duke perdorur seksionin e plasaritur ose te pa plasaritur. Sipas EN 1992 – 1 – 1, 7.1(2) kemi:

Në llogaritjen e sforcimeve dhe uljeve, seksionet tethore seksionet mund të merren të pa plasaritura duke provuar që sforcimi tërheqës nga momenti nuk e kalon  $f_{ct,eff}$ . Vlera e  $f_{ct,eff}$  mund të merret sa  $f_{ctm}$  ose  $f_{ctm,fl}$  duke provuar që llogaritja për armimin minimal në tërheqje është bërë duke përdorur të njëjtën vlerë. Për llogaritjen e hapjes së plasaritjeve përdoret vlera e  $f_{ctm}$ .

Ne rastin kur sforcimet terheqese te llogaritura ne seksionin e pa plasaritur nuk i kalojne vlerat e  $f_{cm}$  ateher nuk ka nevoje per llogaritjen e sforcimeve normale nen supozimin e seksionit te plasaritur.

### 5.1.3.5. LIMITIMI I SFORCIMEVE PER KOMBINIMIN KARAKTERISTIK TE SLS

Limitet e sforcimeve nen kombinimin karakteristik te SLS kontrollohen per te shmangur deformimet plastike dhe plasartijet gjatesore ne beton. Kjo eshte nje gjFundje kufitare e pakthyeshme. Kontrolli behet per limitimet e meposhtme:

$$\sigma_s \leq k_3 f_{yk} = 0.80 * 500 = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq k_1 f_{yk} = 0.60 * 35 = 21 \text{ MPa}$$

ku  $k_1$  dhe  $k_3$  percaktohen ne EN 1992 – 1 – 1. Vlerat e rekomanduara jane  $k_1 = 0.6$  dhe  $k_3 = 0.8$ .

Sforcimet llogariten ne seksionin e plasaritur, duke supozuar sjellje elastike te materialeve dhe duke mos e marre parasysh kontributin e zones se terhequr. Rezultatet varen nga raporti i moduleve elastike n (armature / beton) e cila qFundron mes vleres me kohe te shkurter te  $E_s / E_{cm}$  dhe vleres me kohe te gjate, afersisht e barabarte me 15. Vlera e marre ne konsiderate varet nga raporti mes momenteve nga kombinimi karakteristik dhe ai gjysem – permanent. Per llogaritje te sakte performohen dy llogaritje: i) me kohe te shkurter me vleren e n per kohe te shkurter ii) me kohe te gjate per efektet me kohe te gjate te ngarkesave permanente dhe efektet me kohe te shkurter te trafikut.

Sforcimet shtypese  $\sigma_c$  me te disfavorshme ne beton zakonisht jepen nga llogaritjet per kohe te shkurter veprimi, te performuara me nje raport modular  $n = E_s / E_{cm} = 5.90$  ( $E_s = 200 \text{ GPa}$  per armaturen dhe  $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$  per betonin). Sforcimet terheqese  $\sigma_s$  me te disfavorshme zakonisht jepen nga llogaritjet per kohe te gjate, te performuara me  $n = 15$ .

Per seksionin ne mbeshtetje kemi  $d = 0.18\text{m}$ ,  $A_s = 10.30\text{cm}^2$  dhe  $M = 3.62 \text{ kN} - \text{m}$ .

Duke perdorur  $n = 15$   $\sigma_s = 344 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$

Duke perdorur  $n = 5.9$   $\sigma_c = 15.6 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa}$

Per seksionin ne hapesire kemi  $d = 0.18\text{m}$ ,  $A_s = 10.30\text{cm}^2$  dhe  $M = 6.30 \text{ kN} - \text{m}$ .

Duke perdorur  $n = 15$   $\sigma_s = 287 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$

Duke perdorur  $n = 5.9$   $\sigma_c = 20.0 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa}$

Shohim qe per rastin me te disfavorshem limiti i sforcimeve nuk tejkalohet. Raporti i moduleve elastike mund te gjFundet duke bere interpolim linear mes  $E_s/E_{cm} = 5.9$  dhe 15.0:

$n = (15M_{qp} + 5.9M_{LM1}) / (M_{qp} + M_{LM1})$  ku  $M_{qp}$  eshte momenti ne kombinimin gjysem-permanent dhe  $M_{LM1}$  eshte momenti ne kombinimin karakteristik te ngarkesave te trafikut.

Kjo na jep  $n = 8$  per mbeshtetjen dhe  $n = 7.1$  ne mesin e hapesires. Duke pare qe limiti i sforcimit ne celik eshte arritur atehere kjo plotesohet me  $n = 15$ .

### 5.1.3.6. KONTROLLI PER FORCE PRERESE VERTIKALE

Forca prerese maksimale per ULS merret ne seksionin ne mbeshtetje duke aplikuar ngarkesen e trafikut LM1 mes dy trareve kryesore. Kjo na jep forcen prerese e cila duhet te rezistohet nga 1ml shirit.

Soleta nuk ka force aksile terheqese ne drejtimin terthor. Sillet si element betonarme me rezistence ndaj forces prerese vertikale pa pasur armim specifik kunder saj. Rezistenca ndaj forces prerese vertikale jepet nga formula:

$$V_{Rd,c} = b_w d \{ k_1 \sigma_{cp} + \max [ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} ; V_{min} ] \}$$

ku:

$f_{ck}$  jepet ne MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad \text{me } d \text{ te dhene ne mm}$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w d \leq 0.02$$

$A_{sl}$  eshte siperfaqja e armimit ne terheqje (fig. 6.3 ne EN 1992 – 2).

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$  ne MPa. Ky sforcim merret zero nese ska force normale ne element.

Sipas EN 1992 – 2 kemi:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.12$$

$$k_1 = 0.15$$

$$V_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Kemi;

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = 0.12$$

$$d = 225 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.75$$

$A_{sl} = 1035 \text{ mm}^2$  (shufra me lidhje te larte me hapesire 150mm nga njeri tjetri)

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$\rho_l = 1031 / (1000 * 225) = 0.51\%$$

$$C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{min} = 0.035 * 1.75^{3/2} * 35^{1/2} = 0.48 \text{ MPa} < 0.55 \text{ MPa}$$

Rezistenca ne prereje pa armature ne prerje eshte:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 160 \text{ kN / m} < V_{Ed} = 122 \text{ kN / m}$$

Sipas EN 1992 – 1 – 1, nuk nevojitet armim per prerjene ne zonen afer mbeshtetjes.

### 5.1.3.7. NDERVEPRIMI MES SFORCIMIT PRERES GJATESOR DJE MOMENTIT PERKULES TERHOR TE SOLETES

Modelet e ngarkesave te trafikut jane te tilla qe mund te pozicionohen ne trotuar per te dhene nje rrijedhe maksimale te rrymes se forces prerese dhe nje moment maksimal terthor, njokohesisht. EN 1992 – 2, 6.2.4(105) vFundos keto rregulla per te marre ne konsiderate kete lloj veprimi:

Kriteri per parandalimin e shkaterrimit te bjellave te shtypura (paragrafi 5.2.2.8) verifikohet me nje lartesi  $h_f$  te reduktuar me thellesine e zones se shtypur nga vleresimi i efektit te momentit perkules terthor (pasi ky beton eshte “i konsumuar” nen shtypje dhe nuk mund te perballoje gjithashtu edhe sforcimin prerese).

Siperfaqja totale e armimit nuk duhet te jete me e vogel se  $A_{flex} + A_{shear}/2$  ku  $A_{flex}$  eshe siperfaqja e nevojshme nga perkulja e paster dhe  $A_{shear}$  eshte siperfaqja e nevojshme nga forca prerese e paster. Eurokodi 2 nuk specifikon shperndarjen finale te armimit total mes dy shtresave (niveleve).

### Shkaterrimi i bjellave te shtypura

Paragrafi 5.2.2.8 thote qe shtypja ne bjella eshte shume me e ulet se limiti. Reduktimi i  $h_f$  ne kete rast nuk perben problem.

Plani i prerjes a – a

$$h_{f,red} = h_f - X_{ULS} = 0.20 - 0.02 = 0.18\text{m}$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} h_f / h_{f,red} = 0.18 / 0.18 = 1.00 \text{ MPa} \leq 6.02 \text{ MPa}$$

Plani i prerjes b – b

$$h_{f,red} = h_f - 2X_{ULS} = 0.20 - 2*0.05 = 0.19\text{m}$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} h_f / h_{f,red} = 0.20 / 0.19 = 1.05 \text{ MPa} \leq 6.02 \text{ MPa}$$

### 5.1.4. KONTROLLI PER SHPIM (ULS)

Verifikimi i shpimit te soletes (punching shear) behet duke perdorur ngarkesat e ULS. Behet duke marre ne konsiderate sforcimet prerese te shkaktuara nga nje ngarkese vertikale e aplikuar ne strupin e ures. Ngarkesa merret nga modeli i ngarkimit LM2 i cili jep nje ngarkese te lokalizuar specifikesht per kete kontroll.

#### Perimetri i kontrollit rreth zones se ngarkuar

Shperndarja e ngarkeses vertikale neper soleten betonarme perfshin shperndarjen e saj ne nje zone me te madhe se ajo e kontaktit. Per ta marre ne konsiderate kete efekt EN 1992 - 1 - 1 percakton perimetra kontrolli reference. Supozohet se ngarkesa eshte e shperndare uniformisht ne zonen  $2d$  perimetrit  $u_1$ .

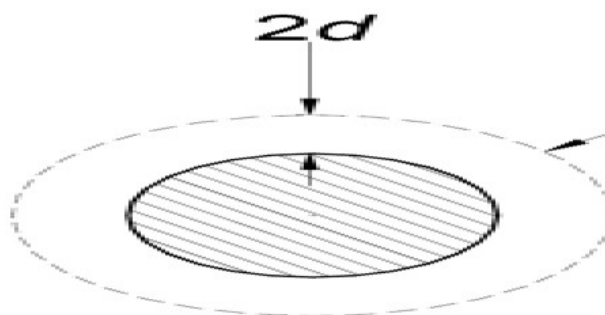




Fig. 5.15. Perimetrat reference te kontrollit

d është vlera mesatare e thellesive efektive te armatures ne drejtimin gjatesor dhe terthor te soletes - distanca vertikale mes armatures se siperme dhe te poshtme ne terheqje dhe siperfaqes se kontaktit te gomes - te shenura respektivisht  $d_y$  dhe  $d_z$ ;  $d = (d_y + d_z)/2$ .

Shperndarja e ngarkeses fillon nga shtresa e pare e rruges (mund te jete asfalti ose betoni) dhe vazhdon ne thellesi me nje kFund  $45^\circ$ . Trashesite e shtresave te rruges jane marre ne konsiderate per kete kontroll se bashku me soleten betonarme.

#### **Vlera e projektimit per sforcimin prerës $V_{Ed}$ rreth perimetrin te kontrollit.**

Ngarkesa vertikale aplikohet ne siperfaqen e kontrollit te soletes  $u_1d$ . Sforcimi prerës jepet nga:

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / u_1d$$

ku:

$V_{Ed}$  është forca prerese shpuese

$\beta$  është faktori i cili merr ne konsiderate influencen e jashteqFundersise se mundshme te ngarkeses.  $\beta = 1$  per ngarkese te qFunderzuar.

#### **Rezistenca ne prerje e betonit $v_{Rd,c}$**

Rezistenca ne prerje e betonit pa armature specifike ne prerje jepet nga EN 1992 - 1 - , 6.4.4(1) dhe është:

$$v_{Rd,c} = \max \{ (C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) ; v_{min} + k_1 \sigma_{cp} \}$$

ku:

$f_{ck}$  jepet ne MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ me } d \text{ ne mm}$$

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0.02$  është raporti i armimit ne terheqje ne te dy drejtimet pingule y dhe z

$\sigma_{cp} = (\sigma_{cz} + \sigma_{cy}) / 2$  me nje minimum prej - 1.85 MPa (EN 1994 - 2, 6.2.2.5(3))

Ne jastekun betonarme te ures, ne zonen rreth pilave nuk ka terheqje ne drejtimin terthor ose gjatesor.

Kjo na jep:

$$\sigma_{cp} = \max (\sigma_{cp,long} / 2 ; - 1.85) = - 1.85 \text{ MPa}$$

Vlerat e  $C_{Rd,c}$  dhe  $k_1$  jepen ne EN 1994 - 2, 6.2.2.5(3):

$$C_{Rd,c} = 0.15 / \gamma_c = 0.10$$

$$k_1 = 0.12$$

Per soleten e cila është pjese e nje trau kompozit dhe është ne terheqjesipas EN 1992 - 1 - 1 do perdoren vlerat  $C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$  dhe  $k_1 = 0.1$ .

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

## **KAPITULLI 6**

### **ANALIZA E STRUKTURES**

---

## 6.1. REZULTATE NGA ANALIZA E MODELIT

Me poshte paraqiten imazhe dhe tabela si rezultate te analizes ne ETABS Ultimate 20.

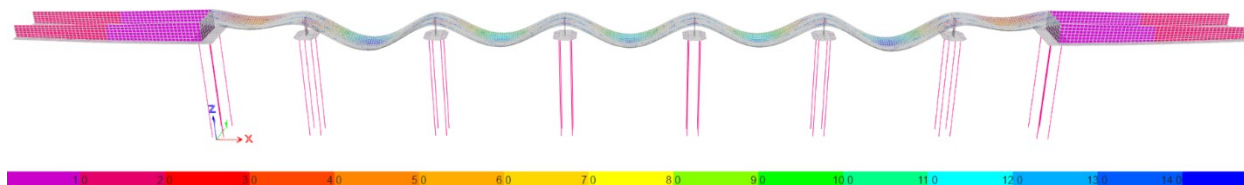


Fig. 6.1. ZhvFundosjet vertikale maksimale nen modelin e ngarkimit LM1

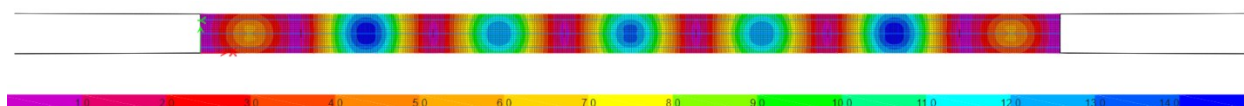


Fig. 6.2. ZhvFundosjet vertikale maksimale nen modelin e ngarkimit LM1

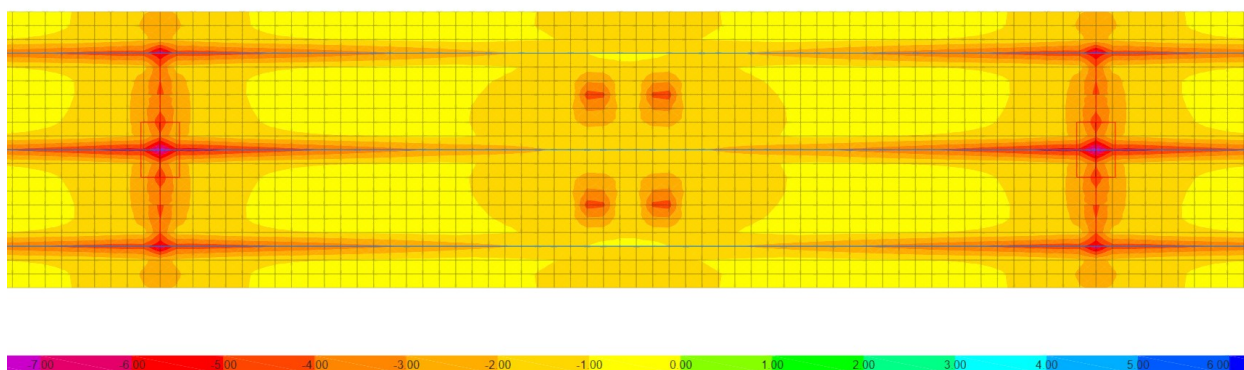


Fig. 6.3. Sforcimet maksimale te soletes nen modelin e ngarkimit LM1

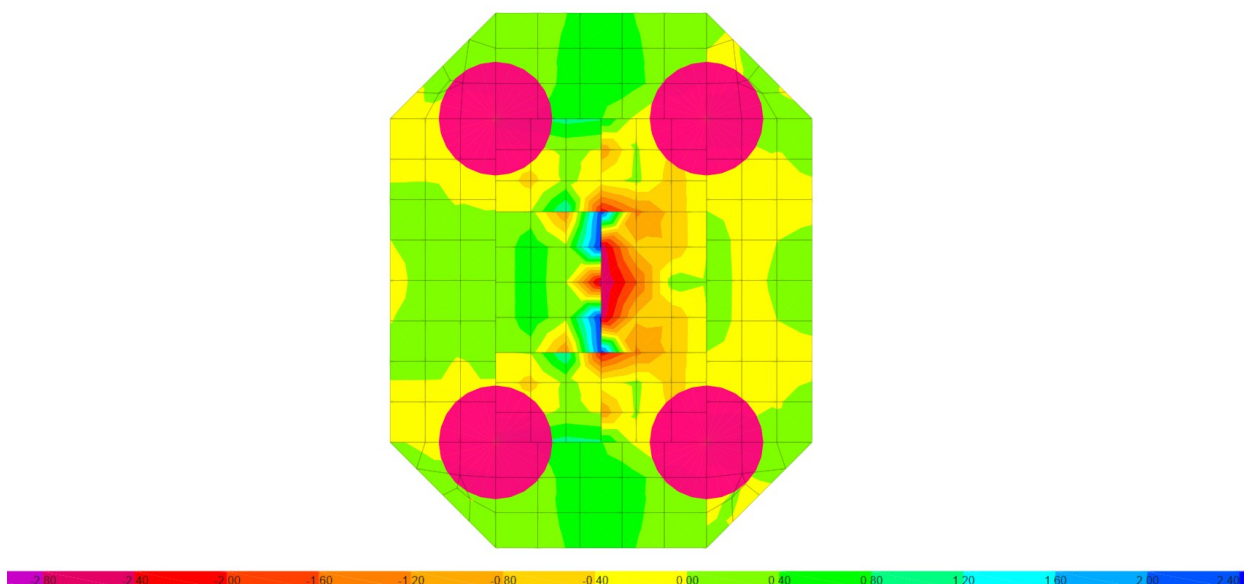


Fig. 6.4. Sforcimet maksimale S11 ne jastekun e pilotave nen pila

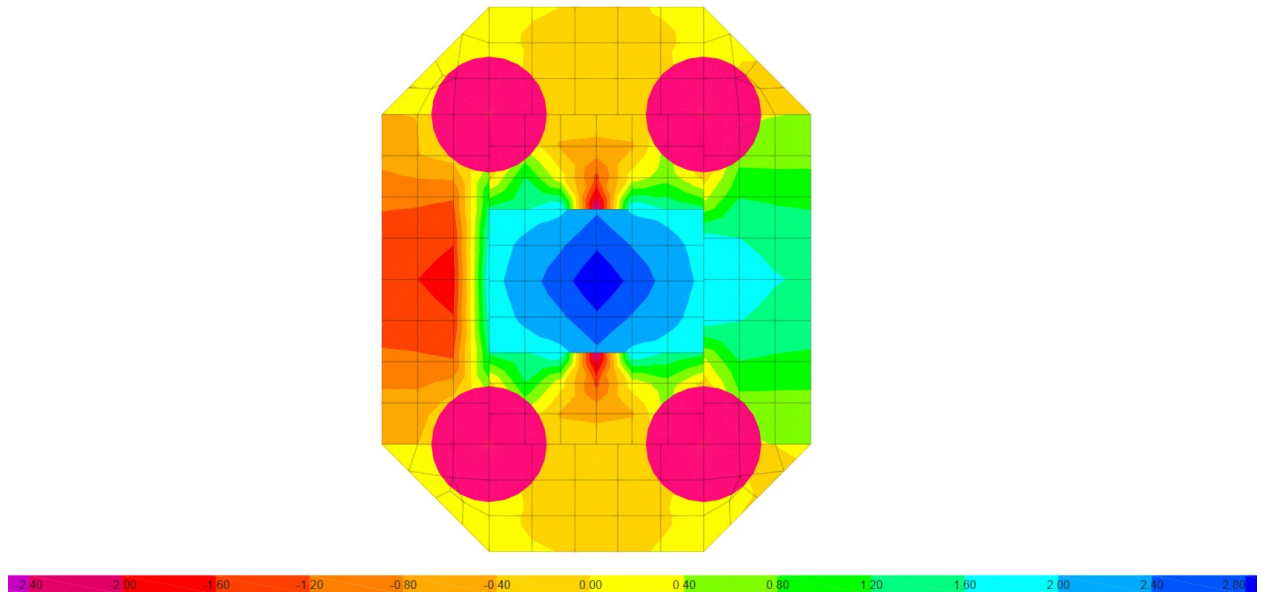


Fig. 6.5. Sforcimet maksimale S22 ne jastekun e pilotave nen pila

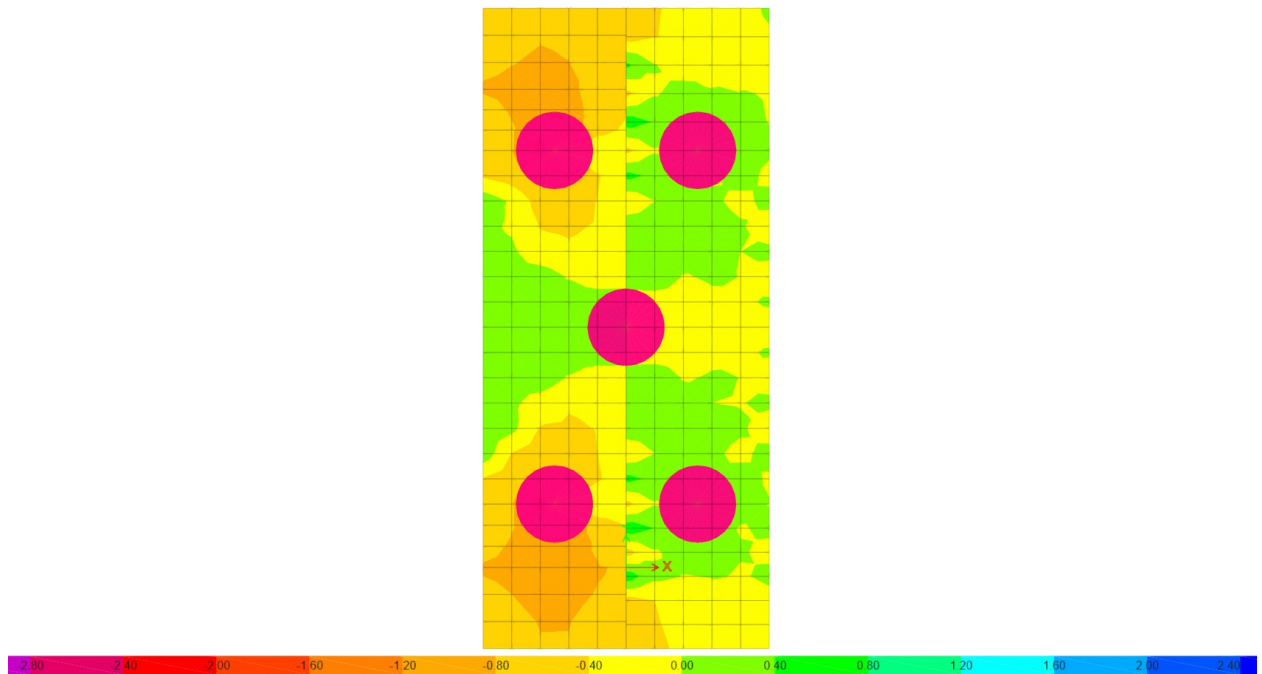


Fig. 6.6. Sforcimet maksimale S11 ne jastekun e pilotave nen ballnat

**FORCAT E PROJEKTIMIT TE TRAREVE - Eurocode 2-2004**

<b>Emertim i</b>	<b>Seksioni</b>	<b>Poz.</b>	<b>(-) Moment</b>	<b>(-) Komb.</b>	<b>As Sip</b>	<b>(+) Moment</b>	<b>(+) Komb.</b>	<b>As Posh</b>
			kN-m		cm <sup>2</sup>	kN-m		cm <sup>2</sup>
B6	T 140x140	Fund-I	-7	Sizmik Y	52	5	Kryesor	52
B6	T 140x140	Mes	-417	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B6	T 140x140	Fund-J	-637	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B19	T 140x140	Fund-I	-643	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B19	T 140x140	Mes	-1171	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B19	T 140x140	Fund-J	-1189	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B20	T 140x140	Fund-I	-1189	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B20	T 140x140	Mes	-870	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B20	T 140x140	Fund-J	-643	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B21	T 140x140	Fund-I	-636	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B21	T 140x140	Mes	-192	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B21	T 140x140	Fund-J	-7	Sizmik Y	52	5	Kryesor	52
B22	T 140x140	Fund-I	0	Kryesor	52	3	Kryesor	52
B22	T 140x140	Mes	-468	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B22	T 140x140	Fund-J	-712	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B23	T 140x140	Fund-I	-719	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B23	T 140x140	Mes	-1304	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B23	T 140x140	Fund-J	-1323	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B24	T 140x140	Fund-I	-1323	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B24	T 140x140	Mes	-971	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B24	T 140x140	Fund-J	-719	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B25	T 140x140	Fund-I	-712	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B25	T 140x140	Mes	-218	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B25	T 140x140	Fund-J	0	Kryesor	52	3	Kryesor	52
B26	T 140x140	Fund-I	0	Sekondar	52	3	Kryesor	52
B26	T 140x140	Mes	-458	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B26	T 140x140	Fund-J	-698	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B27	T 140x140	Fund-I	-705	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B27	T 140x140	Mes	-1279	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B27	T 140x140	Fund-J	-1298	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B28	T 140x140	Fund-I	-1298	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B28	T 140x140	Mes	-952	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B28	T 140x140	Fund-J	-705	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B29	T 140x140	Fund-I	-698	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B29	T 140x140	Mes	-213	Kryesor	52	0	Sekondar	52
B29	T 140x140	Fund-J	0	Sekondar	52	3	Kryesor	52
B30	T 140x140	Fund-I	0	Sekondar	52	3	Kryesor	52
B30	T 140x140	Mes	-458	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B30	T 140x140	Fund-J	-698	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B31	T 140x140	Fund-I	-705	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B31	T 140x140	Mes	-1279	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B31	T 140x140	Fund-J	-1298	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B32	T 140x140	Fund-I	-1298	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B32	T 140x140	Mes	-952	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B32	T 140x140	Fund-J	-705	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B33	T 140x140	Fund-I	-698	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B33	T 140x140	Mes	-213	Kryesor	52	0	Sekondar	52

B33	T 140x140	Fund-J	0	Sekondar	52	3	Kryesor	52
B34	T 140x140	Fund-I	0	Kryesor	52	3	Kryesor	52
B34	T 140x140	Mes	-468	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B34	T 140x140	Fund-J	-712	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B35	T 140x140	Fund-I	-719	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B35	T 140x140	Mes	-1304	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B35	T 140x140	Fund-J	-1323	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B36	T 140x140	Fund-I	-1323	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B36	T 140x140	Mes	-971	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B36	T 140x140	Fund-J	-719	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B37	T 140x140	Fund-I	-712	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B37	T 140x140	Mes	-218	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B37	T 140x140	Fund-J	0	Kryesor	52	3	Kryesor	52
B38	T 140x140	Fund-I	-7	Sizmik Y	52	5	Kryesor	52
B38	T 140x140	Mes	-417	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B38	T 140x140	Fund-J	-637	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B39	T 140x140	Fund-I	-643	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B39	T 140x140	Mes	-1171	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B39	T 140x140	Fund-J	-1189	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B40	T 140x140	Fund-I	-1189	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B40	T 140x140	Mes	-870	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B40	T 140x140	Fund-J	-643	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B41	T 140x140	Fund-I	-636	Kryesor	52	0	Kryesor	52
B41	T 140x140	Mes	-192	Kryesor	52	0	Sizmik Y	52
B41	T 140x140	Fund-J	-7	Sizmik Y	52	5	Kryesor	52
B42	T 40x130	Fund-I	-886	Kryesor	15	548	Kryesor	13
B42	T 40x130	Mes	-55	Kryesor	13	1049	Kryesor	20
B42	T 40x130	Fund-J	-1345	Kryesor	27	0	Kryesor	13
B43	T 40x130	Fund-I	-1521	Kryesor	29	922	Kryesor	17
B43	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1623	Kryesor	32
B43	T 40x130	Fund-J	-1739	Kryesor	34	0	Kryesor	16
B44	T 40x130	Fund-I	-1695	Kryesor	34	0	Kryesor	16
B44	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1575	Kryesor	31
B44	T 40x130	Fund-J	-1660	Kryesor	33	854	Kryesor	16
B45	T 40x130	Fund-I	-1667	Kryesor	33	857	Kryesor	16
B45	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1585	Kryesor	31
B45	T 40x130	Fund-J	-1667	Kryesor	33	857	Kryesor	16
B46	T 40x130	Fund-I	-1660	Kryesor	33	854	Kryesor	16
B46	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1575	Kryesor	31
B46	T 40x130	Fund-J	-1695	Kryesor	34	0	Kryesor	16
B47	T 40x130	Fund-I	-1739	Kryesor	34	0	Kryesor	16
B47	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1623	Kryesor	32
B47	T 40x130	Fund-J	-1521	Kryesor	29	922	Kryesor	17
B48	T 40x130	Fund-I	-1345	Kryesor	27	0	Kryesor	13
B48	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1049	Kryesor	20
B48	T 40x130	Fund-J	-886	Kryesor	15	0	Kryesor	13
B49	T 40x130	Fund-I	-761	Kryesor	15	426	Kryesor	13
B49	T 40x130	Mes	-78	Kryesor	13	832	Kryesor	16
B49	T 40x130	Fund-J	-1170	Kryesor	23	0	Kryesor	13
B50	T 40x130	Fund-I	-1276	Kryesor	25	776	Kryesor	14
B50	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1391	Kryesor	27

B50	T 40x130	Fund-J	-1533	Kryesor	30	0	Kryesor	14
B51	T 40x130	Fund-I	-1510	Kryesor	30	0	Kryesor	14
B51	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1359	Kryesor	26
B51	T 40x130	Fund-J	-1467	Kryesor	29	0	Kryesor	14
B52	T 40x130	Fund-I	-1470	Kryesor	29	0	Kryesor	14
B52	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1366	Kryesor	26
B52	T 40x130	Fund-J	-1470	Kryesor	29	0	Kryesor	14
B53	T 40x130	Fund-I	-1467	Kryesor	29	0	Kryesor	14
B53	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1359	Kryesor	26
B53	T 40x130	Fund-J	-1510	Kryesor	30	0	Kryesor	14
B54	T 40x130	Fund-I	-1533	Kryesor	30	0	Kryesor	14
B54	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1391	Kryesor	27
B54	T 40x130	Fund-J	-1276	Kryesor	25	776	Kryesor	14
B55	T 40x130	Fund-I	-1170	Kryesor	23	323	Kryesor	13
B55	T 40x130	Mes	0	Kryesor	13	832	Kryesor	16
B55	T 40x130	Fund-J	-761	Kryesor	15	0	Kryesor	13
B56	T 40x130	Fund-I	-759	Kryesor	15	426	Kryesor	13
B56	T 40x130	Mes	-79	Kryesor	13	832	Kryesor	16
B56	T 40x130	Fund-J	-1171	Kryesor	23	0	Kryesor	13
B57	T 40x130	Fund-I	-1276	Kryesor	25	776	Kryesor	14
B57	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1391	Kryesor	27
B57	T 40x130	Fund-J	-1533	Kryesor	30	0	Kryesor	14
B58	T 40x130	Fund-I	-1511	Kryesor	30	0	Kryesor	14
B58	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1359	Kryesor	26
B58	T 40x130	Fund-J	-1467	Kryesor	29	0	Kryesor	14
B59	T 40x130	Fund-I	-1470	Kryesor	29	0	Kryesor	14
B59	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1366	Kryesor	26
B59	T 40x130	Fund-J	-1470	Kryesor	29	0	Kryesor	14
B60	T 40x130	Fund-I	-1467	Kryesor	29	0	Kryesor	14
B60	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1359	Kryesor	26
B60	T 40x130	Fund-J	-1511	Kryesor	30	0	Kryesor	14
B61	T 40x130	Fund-I	-1533	Kryesor	30	0	Kryesor	14
B61	T 40x130	Mes	0	Sizmik Y	13	1391	Kryesor	27
B61	T 40x130	Fund-J	-1276	Kryesor	25	776	Kryesor	14
B62	T 40x130	Fund-I	-1171	Kryesor	23	323	Kryesor	13
B62	T 40x130	Mes	0	Kryesor	13	832	Kryesor	16
B62	T 40x130	Fund-J	-759	Kryesor	15	0	Kryesor	13



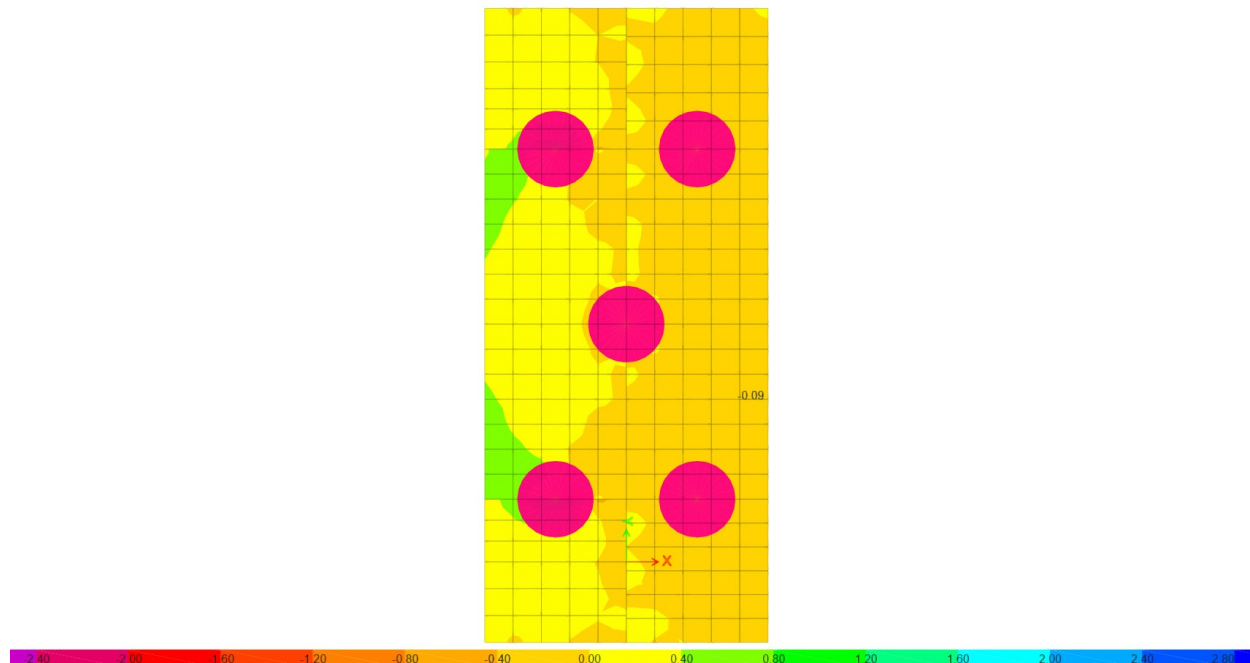


Fig. 6.7. Sforcimet maksimale S22 ne jastekun e pilotave nen ballna

REAKSIONET NE BAZE								
Ngarkimi	Tipi i Ngarkimit	Lloji	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Ex	LinRespSpec	Max	52	0	0	0	15	621
Ey	LinRespSpec	Max	0	2139	0	35505	0	118761
Sizmik X	Kombinim	Max	52	642	23813	70290	-1321583	36249
Sizmik X	Kombinim	Min	-52	-642	23813	48986	-1321613	-36249
Sizmik Y	Kombinim	Max	16	2139	23813	95143	-1321593	118948
Sizmik Y	Kombinim	Min	-16	-2139	23813	24133	-1321602	-118948



**PROJEKTIMI I TRAREVE - Eurocode 2-2004**

	Seksioni	Loc.	V	V Komb.	At	T for At	T for At Komb.	At Torsion	T for As	T for As Komb.	Asl Sip	Asl Poshte
			kN		cm <sup>2</sup> /m	kN-m		cm <sup>2</sup> /m	kN-m		cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
B6	T 140x140	Fund-I		Sizmik Y		105.8	Kryesor	0.89	105.8	Kryesor	4	0
B6	T 140x140	Mes		Sizmik Y		106.9	Kryesor	0.9	106.9	Kryesor	3	0
B6	T 140x140	Fund-J		Sizmik Y		106.9	Kryesor	0.9	106.9	Kryesor	0	0
B19	T 140x140	Fund-I	6819	Sizmik Y	119.36	107.4	Kryesor	0.91	107.4	Kryesor	10	0
B19	T 140x140	Mes	6847	Sizmik Y	119.84	108.0	Kryesor	0.91	19.1	Kryesor	6	0
B19	T 140x140	Fund-J	6514	Sizmik Y	114.02	19.1	Kryesor	0	19.1	Kryesor	0	0
B20	T 140x140	Fund-I	6514	Sizmik Y	114.02	19.7	Kryesor	0	19.7	Kryesor	0	0
B20	T 140x140	Mes	6847	Sizmik Y	119.84	108.7	Kryesor	0.92	108.1	Kryesor	6	0
B20	T 140x140	Fund-J	6819	Sizmik Y	119.36	108.1	Kryesor	0.91	108.1	Kryesor	10	0
B21	T 140x140	Fund-I		Sizmik Y		107.6	Kryesor	0.91	107.6	Kryesor	0	0
B21	T 140x140	Mes		Sizmik Y		107.6	Kryesor	0.91	106.5	Kryesor	3	0
B21	T 140x140	Fund-J		Sizmik Y		106.5	Kryesor	0.9	106.5	Kryesor	4	0
B22	T 140x140	Fund-I		Sizmik Y		22.3	Kryesor	0.19	22.3	Kryesor	5	0
B22	T 140x140	Mes		Sizmik Y		22.6	Kryesor	0.19	22.6	Kryesor	3	0
B22	T 140x140	Fund-J		Sizmik Y		22.6	Kryesor	0.19	22.6	Kryesor	0	0
B23	T 140x140	Fund-I	6860	Sizmik Y	120.08	22.7	Kryesor	0.19	22.7	Kryesor	11	0
B23	T 140x140	Mes	6888	Sizmik Y	120.57	22.9	Kryesor	0.19	2.6	Kryesor	6	0
B23	T 140x140	Fund-J	6517	Sizmik Y	114.07	2.6	Kryesor	0	2.6	Kryesor	0	0
B24	T 140x140	Fund-I	6517	Sizmik Y	114.07	2.9	Kryesor	0	2.9	Kryesor	0	0
B24	T 140x140	Mes	6888	Sizmik Y	120.57	23.2	Kryesor	0.2	23.0	Kryesor	6	0
B24	T 140x140	Fund-J	6860	Sizmik Y	120.08	23.0	Kryesor	0.19	23.0	Kryesor	11	0
B25	T 140x140	Fund-I		Sizmik Y		22.9	Kryesor	0.19	22.9	Kryesor	0	0
B25	T 140x140	Mes		Sizmik Y		22.9	Kryesor	0.19	22.6	Kryesor	3	0
B25	T 140x140	Fund-J		Sizmik Y		22.6	Kryesor	0.19	22.6	Kryesor	5	0
B26	T 140x140	Fund-I		Sizmik Y		3.4	Kryesor	0.03	3.4	Kryesor	5	0
B26	T 140x140	Mes		Sizmik Y		3.4	Kryesor	0.03	3.4	Kryesor	3	0
B26	T 140x140	Fund-J		Sizmik Y		3.4	Kryesor	0.03	3.4	Kryesor	0	0
B27	T 140x140	Fund-I	6853	Sizmik Y	119.96	3.5	Kryesor	0.03	3.5	Kryesor	10	0
B27	T 140x140	Mes	6881	Sizmik Y	120.45	3.5	Kryesor	0.03	0.5	Kryesor	6	0
B27	T 140x140	Fund-J	6517	Sizmik Y	114.06	0.5	Kryesor	0	0.5	Kryesor	0	0

B2 8	T 140x140	Fund-I	6516	Sizmik Y	114.06	0.4	Kryesor	0	0.4	Kryesor	0	0
B2 8	T 140x140	Mes	6881	Sizmik Y	120.45	3.4	Kryesor	0.03	3.3	Kryesor	6	0
B2 8	T 140x140	Fund-J	6853	Sizmik Y	119.96	3.3	Kryesor	0.03	3.3	Kryesor	10	0
B2 9	T 140x140	Fund-I		Sizmik Y		3.3	Kryesor	0.03	3.3	Kryesor	0	0
B2 9	T 140x140	Mes		Sizmik Y		3.3	Kryesor	0.03	3.3	Kryesor	3	0
B2 9	T 140x140	Fund-J		Sizmik Y		3.3	Kryesor	0.03	3.3	Kryesor	5	0
B3 0	T 140x140	Fund-I		Sizmik Y		3.4	Kryesor	0.03	3.4	Kryesor	5	0
B3 0	T 140x140	Mes		Sizmik Y		3.4	Kryesor	0.03	3.4	Kryesor	3	0
B3 0	T 140x140	Fund-J		Sizmik Y		3.4	Kryesor	0.03	3.4	Kryesor	0	0
B3 1	T 140x140	Fund-I	6853	Sizmik Y	119.96	3.5	Kryesor	0.03	3.5	Kryesor	10	0
B3 1	T 140x140	Mes	6881	Sizmik Y	120.45	3.5	Kryesor	0.03	0.5	Kryesor	6	0
B3 1	T 140x140	Fund-J	6517	Sizmik Y	114.06	0.5	Kryesor	0	0.5	Kryesor	0	0
B3 2	T 140x140	Fund-I	6516	Sizmik Y	114.06	0.4	Kryesor	0	0.4	Kryesor	0	0
B3 2	T 140x140	Mes	6881	Sizmik Y	120.45	3.4	Kryesor	0.03	3.3	Kryesor	6	0
B3 2	T 140x140	Fund-J	6853	Sizmik Y	119.96	3.3	Kryesor	0.03	3.3	Kryesor	10	0
B3 3	T 140x140	Fund-I		Sizmik Y		3.3	Kryesor	0.03	3.3	Kryesor	0	0
B3 3	T 140x140	Mes		Sizmik Y		3.3	Kryesor	0.03	3.3	Kryesor	3	0
B3 3	T 140x140	Fund-J		Sizmik Y		3.3	Kryesor	0.03	3.3	Kryesor	5	0
B3 4	T 140x140	Fund-I		Sizmik Y		22.3	Kryesor	0.19	22.3	Kryesor	5	0
B3 4	T 140x140	Mes		Sizmik Y		22.6	Kryesor	0.19	22.6	Kryesor	3	0
B3 4	T 140x140	Fund-J		Sizmik Y		22.6	Kryesor	0.19	22.6	Kryesor	0	0
B3 5	T 140x140	Fund-I	6860	Sizmik Y	120.08	22.7	Kryesor	0.19	22.7	Kryesor	11	0
B3 5	T 140x140	Mes	6888	Sizmik Y	120.57	22.9	Kryesor	0.19	2.6	Kryesor	6	0
B3 5	T 140x140	Fund-J	6517	Sizmik Y	114.07	2.6	Kryesor	0	2.6	Kryesor	0	0
B3 6	T 140x140	Fund-I	6517	Sizmik Y	114.07	2.9	Kryesor	0	2.9	Kryesor	0	0
B3 6	T 140x140	Mes	6888	Sizmik Y	120.57	23.2	Kryesor	0.2	23.0	Kryesor	6	0
B3 6	T 140x140	Fund-J	6860	Sizmik Y	120.08	23.0	Kryesor	0.19	23.0	Kryesor	11	0
B3 7	T 140x140	Fund-I		Sizmik Y		22.9	Kryesor	0.19	22.9	Kryesor	0	0
B3 7	T 140x140	Mes		Sizmik Y		22.9	Kryesor	0.19	22.6	Kryesor	3	0
B3 7	T 140x140	Fund-J		Sizmik Y		22.6	Kryesor	0.19	22.6	Kryesor	5	0
B3 8	T 140x140	Fund-I		Sizmik Y		105.8	Kryesor	0.89	105.8	Kryesor	4	0
B3 8	T 140x140	Mes		Sizmik Y		106.9	Kryesor	0.9	106.9	Kryesor	3	0

B3 8	T 140x140	Fund-J		Sizmik Y		106.9	Kryesor	0.9	106.9	Kryesor	0	0
B3 9	T 140x140	Fund-I	6819	Sizmik Y	119.36	107.4	Kryesor	0.91	107.4	Kryesor	10	0
B3 9	T 140x140	Mes	6847	Sizmik Y	119.84	108.0	Kryesor	0.91	19.1	Kryesor	6	0
B3 9	T 140x140	Fund-J	6514	Sizmik Y	114.02	19.1	Kryesor	0	19.1	Kryesor	0	0
B4 0	T 140x140	Fund-I	6514	Sizmik Y	114.02	19.7	Kryesor	0	19.7	Kryesor	0	0
B4 0	T 140x140	Mes	6847	Sizmik Y	119.84	108.7	Kryesor	0.92	108.1	Kryesor	6	0
B4 0	T 140x140	Fund-J	6819	Sizmik Y	119.36	108.1	Kryesor	0.91	108.1	Kryesor	10	0
B4 1	T 140x140	Fund-I		Sizmik Y		107.6	Kryesor	0.91	107.6	Kryesor	0	0
B4 1	T 140x140	Mes		Sizmik Y		107.6	Kryesor	0.91	106.5	Kryesor	3	0
B4 1	T 140x140	Fund-J		Sizmik Y		106.5	Kryesor	0.9	106.5	Kryesor	4	0
B4 2	T 40x130	Fund-I	262	Sizmik Y	5.32	0.2	Kryesor	0.01	0.0	Kryesor	10	7
B4 2	T 40x130	Mes	231	Sizmik Y	4.69	0.1	Kryesor	0.00218	0.0	Kryesor	9	8
B4 2	T 40x130	Fund-J	286	Sizmik Y	5.81	0.0	Kryesor	0.00191	0.0	Kryesor	11	0
B4 3	T 40x130	Fund-I	304	Sizmik Y	6.17	0.0	Kryesor	0.00033	0.0	Kryesor	13	9
B4 3	T 40x130	Mes	229	Sizmik Y	4.64	0.0	Kryesor	0.00052	0.0	Kryesor	0	9
B4 3	T 40x130	Fund-J	311	Sizmik Y	6.32	0.0	Kryesor	0.00048	0.0	Kryesor	13	10
B4 4	T 40x130	Fund-I	310	Sizmik Y	6.29	0.0	Kryesor	0.00039	0.0	Kryesor	13	9
B4 4	T 40x130	Mes	228	Sizmik Y	4.63	0.0	Kryesor	0.00043	0.0	Kryesor	0	8
B4 4	T 40x130	Fund-J	309	Sizmik Y	6.26	0.0	Kryesor	0.00035	0.0	Kryesor	13	9
B4 5	T 40x130	Fund-I	308	Sizmik Y	6.25	0.0	Kryesor	7.3E-05	0.0	Kryesor	13	9
B4 5	T 40x130	Mes	226	Sizmik Y	4.58	0.0	Kryesor	0	0.0	Kryesor	0	8
B4 5	T 40x130	Fund-J	308	Sizmik Y	6.25	0.0	Kryesor	7.3E-05	0.0	Kryesor	13	9
B4 6	T 40x130	Fund-I	309	Sizmik Y	6.26	0.0	Kryesor	0.00035	0.0	Kryesor	13	9
B4 6	T 40x130	Mes	228	Sizmik Y	4.63	0.0	Kryesor	0.00043	0.0	Kryesor	0	8
B4 6	T 40x130	Fund-J	310	Sizmik Y	6.29	0.0	Kryesor	0.00039	0.0	Kryesor	13	9
B4 7	T 40x130	Fund-I	311	Sizmik Y	6.32	0.0	Kryesor	0.00048	0.0	Kryesor	13	10
B4 7	T 40x130	Mes	229	Sizmik Y	4.64	0.0	Kryesor	0.00052	0.0	Kryesor	0	9
B4 7	T 40x130	Fund-J	304	Sizmik Y	6.17	0.0	Kryesor	0.00033	0.0	Kryesor	13	9
B4 8	T 40x130	Fund-I	286	Sizmik Y	5.81	0.0	Kryesor	0.00191	0.0	Kryesor	11	0
B4 8	T 40x130	Mes	231	Sizmik Y	4.69	0.1	Kryesor	0.00218	0.0	Kryesor	9	8
B4 8	T 40x130	Fund-J	262	Sizmik Y	5.32	0.2	Kryesor	0.01	0.0	Kryesor	10	7
B4 9	T 40x130	Fund-I	202	Kryesor	3.2	12.9	Kryesor	0.53	12.3	Kryesor	9	6

B4 9	T 40x130	Mes	256	Kryesor	3.2	18.8	Kryesor	0.77	16.1	Kryesor	7	7
B4 9	T 40x130	Fund-J	344	Kryesor	3.2	15.1	Kryesor	0.62	8.6	Kryesor	9	0
B5 0	T 40x130	Fund-I	400	Kryesor	3.25	12.6	Kryesor	0.52	11.5	Kryesor	11	8
B5 0	T 40x130	Mes	279	Kryesor	3.2	15.1	Kryesor	0.62	12.5	Kryesor	0	8
B5 0	T 40x130	Fund-J	430	Kryesor	3.49	12.5	Kryesor	0.51	12.0	Kryesor	12	9
B5 1	T 40x130	Fund-I	421	Kryesor	3.41	12.8	Kryesor	0.52	12.3	Kryesor	11	8
B5 1	T 40x130	Mes	264	Kryesor	3.2	15.4	Kryesor	0.63	12.8	Kryesor	0	8
B5 1	T 40x130	Fund-J	416	Kryesor	3.37	12.8	Kryesor	0.52	12.3	Kryesor	11	8
B5 2	T 40x130	Fund-I	418	Kryesor	3.39	12.7	Kryesor	0.52	12.2	Kryesor	11	8
B5 2	T 40x130	Mes	266	Kryesor	3.2	15.4	Kryesor	0.63	12.7	Kryesor	0	8
B5 2	T 40x130	Fund-J	418	Kryesor	3.39	12.7	Kryesor	0.52	12.2	Kryesor	11	8
B5 3	T 40x130	Fund-I	416	Kryesor	3.37	12.8	Kryesor	0.52	12.3	Kryesor	11	8
B5 3	T 40x130	Mes	269	Kryesor	3.2	15.4	Kryesor	0.63	12.8	Kryesor	0	8
B5 3	T 40x130	Fund-J	421	Kryesor	3.41	12.8	Kryesor	0.52	12.3	Kryesor	11	8
B5 4	T 40x130	Fund-I	430	Kryesor	3.49	12.5	Kryesor	0.51	12.0	Kryesor	12	9
B5 4	T 40x130	Mes	251	Kryesor	3.2	15.1	Kryesor	0.62	12.5	Kryesor	0	8
B5 4	T 40x130	Fund-J	400	Kryesor	3.25	12.6	Kryesor	0.52	11.5	Kryesor	11	8
B5 5	T 40x130	Fund-I	261	Kryesor	3.2	15.1	Kryesor	0.62	15.1	Kryesor	9	0
B5 5	T 40x130	Mes	197	Kryesor	3.2	18.8	Kryesor	0.77	16.1	Kryesor	7	7
B5 5	T 40x130	Fund-J	295	Kryesor	3.2	12.9	Kryesor	0.53	12.3	Kryesor	9	6
B5 6	T 40x130	Fund-I	202	Kryesor	3.2	12.9	Kryesor	0.53	12.3	Kryesor	9	6
B5 6	T 40x130	Mes	256	Kryesor	3.2	18.7	Kryesor	0.77	16.0	Kryesor	7	7
B5 6	T 40x130	Fund-J	344	Kryesor	3.2	15.1	Kryesor	0.62	8.5	Kryesor	9	0
B5 7	T 40x130	Fund-I	400	Kryesor	3.25	12.6	Kryesor	0.52	11.5	Kryesor	11	8
B5 7	T 40x130	Mes	279	Kryesor	3.2	15.1	Kryesor	0.62	12.5	Kryesor	0	8
B5 7	T 40x130	Fund-J	430	Kryesor	3.49	12.5	Kryesor	0.51	12.0	Kryesor	12	9
B5 8	T 40x130	Fund-I	421	Kryesor	3.41	12.7	Kryesor	0.52	12.3	Kryesor	11	8
B5 8	T 40x130	Mes	264	Kryesor	3.2	15.5	Kryesor	0.63	12.7	Kryesor	0	8
B5 8	T 40x130	Fund-J	416	Kryesor	3.37	12.8	Kryesor	0.52	12.3	Kryesor	11	8
B5 9	T 40x130	Fund-I	418	Kryesor	3.39	12.7	Kryesor	0.52	12.2	Kryesor	11	8
B5 9	T 40x130	Mes	266	Kryesor	3.2	15.4	Kryesor	0.63	12.7	Kryesor	0	8
B5 9	T 40x130	Fund-J	418	Kryesor	3.39	12.7	Kryesor	0.52	12.2	Kryesor	11	8

B6 0	T 40x130	Fund-I	416	Kryesor	3.37	12.8	Kryesor	0.52	12.3	Kryesor	11	8
B6 0	T 40x130	Mes	269	Kryesor	3.2	15.5	Kryesor	0.63	12.7	Kryesor	0	8
B6 0	T 40x130	Fund-J	421	Kryesor	3.41	12.7	Kryesor	0.52	12.3	Kryesor	11	8
B6 1	T 40x130	Fund-I	430	Kryesor	3.49	12.5	Kryesor	0.51	12.0	Kryesor	12	9
B6 1	T 40x130	Mes	251	Kryesor	3.2	15.1	Kryesor	0.62	12.5	Kryesor	0	8
B6 1	T 40x130	Fund-J	400	Kryesor	3.25	12.6	Kryesor	0.52	11.5	Kryesor	11	8
B6 2	T 40x130	Fund-I	262	Kryesor	3.2	15.1	Kryesor	0.62	15.1	Kryesor	9	0
B6 2	T 40x130	Mes	196	Kryesor	3.2	18.7	Kryesor	0.77	16.0	Kryesor	7	7
B6 2	T 40x130	Fund-J	294	Kryesor	3.2	12.9	Kryesor	0.53	12.3	Kryesor	9	6

FORCAT E PROJEKTIMIT TE PILAVE								
Pila	Komb.	Poz.	P	V2	V3	T	M2	M3
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
P1	Sizmik X-1	Sip	-1159	48	95	8	-162	6
P1	Sizmik X-1	Poshte	-1204	48	95	8	77	121
P1	Sizmik X-2	Sip	-1159	-46	95	8	-169	6
P1	Sizmik X-2	Poshte	-1204	-46	95	8	69	121
P1	Sizmik X-3	Sip	-1159	48	89	8	-162	-6
P1	Sizmik X-3	Poshte	-1204	48	89	8	77	-116
P1	Sizmik X-4	Sip	-1159	-46	89	8	-169	-6
P1	Sizmik X-4	Poshte	-1204	-46	89	8	69	-116
P1	Sizmik X-5	Sip	-1159	48	95	-8	-162	6
P1	Sizmik X-5	Poshte	-1205	48	95	-8	77	121
P1	Sizmik X-6	Sip	-1159	-46	95	-8	-169	6
P1	Sizmik X-6	Poshte	-1205	-46	95	-8	69	121
P1	Sizmik X-7	Sip	-1159	48	89	-8	-162	-6
P1	Sizmik X-7	Poshte	-1205	48	89	-8	77	-116
P1	Sizmik X-8	Sip	-1159	-46	89	-8	-169	-6
P1	Sizmik X-8	Poshte	-1205	-46	89	-8	69	-116
P1	Sizmik Y-1	Sip	-1159	149	94	26	-163	17
P1	Sizmik Y-1	Poshte	-1204	149	94	26	76	377
P1	Sizmik Y-2	Sip	-1159	-147	94	26	-168	17
P1	Sizmik Y-2	Poshte	-1204	-147	94	26	70	377
P1	Sizmik Y-3	Sip	-1159	149	90	26	-163	-17
P1	Sizmik Y-3	Poshte	-1204	149	90	26	76	-372
P1	Sizmik Y-4	Sip	-1159	-147	90	26	-168	-17
P1	Sizmik Y-4	Poshte	-1204	-147	90	26	70	-372
P1	Sizmik Y-5	Sip	-1159	149	94	-26	-163	17
P1	Sizmik Y-5	Poshte	-1205	149	94	-26	76	377
P1	Sizmik Y-6	Sip	-1159	-147	94	-26	-168	17
P1	Sizmik Y-6	Poshte	-1205	-147	94	-26	70	377
P1	Sizmik Y-7	Sip	-1159	149	90	-26	-163	-17
P1	Sizmik Y-7	Poshte	-1205	149	90	-26	76	-372
P1	Sizmik Y-8	Sip	-1159	-147	90	-26	-168	-17

P1	Sizmik Y-8	Poshte	-1205	-147	90	-26	70	-372
P1	Sekondar-1	Sip	-2373	1	156	0	-297	-1
P1	Sekondar-1	Poshte	-2418	1	156	0	109	3
P1	Kryesor-1	Sip	-3077	2	210	0	-397	-1
P1	Kryesor-1	Poshte	-3139	2	210	0	148	4
P2	Sizmik X-1	Sip	-1290	112	-11	9	29	5
P2	Sizmik X-1	Poshte	-1336	112	-11	9	-5	288
P2	Sizmik X-2	Sip	-1290	-111	-11	9	23	5
P2	Sizmik X-2	Poshte	-1336	-111	-11	9	-11	288
P2	Sizmik X-3	Sip	-1290	112	-15	9	29	-5
P2	Sizmik X-3	Poshte	-1336	112	-15	9	-5	-286
P2	Sizmik X-4	Sip	-1290	-111	-15	9	23	-5
P2	Sizmik X-4	Poshte	-1336	-111	-15	9	-11	-286
P2	Sizmik X-5	Sip	-1290	112	-11	-9	29	5
P2	Sizmik X-5	Poshte	-1336	112	-11	-9	-5	288
P2	Sizmik X-6	Sip	-1290	-111	-11	-9	23	5
P2	Sizmik X-6	Poshte	-1336	-111	-11	-9	-11	288
P2	Sizmik X-7	Sip	-1290	112	-15	-9	29	-5
P2	Sizmik X-7	Poshte	-1336	112	-15	-9	-5	-286
P2	Sizmik X-8	Sip	-1290	-111	-15	-9	23	-5
P2	Sizmik X-8	Poshte	-1336	-111	-15	-9	-11	-286
P2	Sizmik Y-1	Sip	-1290	367	-12	28	28	15
P2	Sizmik Y-1	Poshte	-1336	367	-12	28	-6	946
P2	Sizmik Y-2	Sip	-1290	-366	-12	28	24	15
P2	Sizmik Y-2	Poshte	-1336	-366	-12	28	-10	946
P2	Sizmik Y-3	Sip	-1290	367	-14	28	28	-15
P2	Sizmik Y-3	Poshte	-1336	367	-14	28	-6	-943
P2	Sizmik Y-4	Sip	-1290	-366	-14	28	24	-15
P2	Sizmik Y-4	Poshte	-1336	-366	-14	28	-10	-943
P2	Sizmik Y-5	Sip	-1290	367	-12	-29	28	15
P2	Sizmik Y-5	Poshte	-1336	367	-12	-29	-6	946
P2	Sizmik Y-6	Sip	-1290	-366	-12	-29	24	15
P2	Sizmik Y-6	Poshte	-1336	-366	-12	-29	-10	946
P2	Sizmik Y-7	Sip	-1290	367	-14	-29	28	-15
P2	Sizmik Y-7	Poshte	-1336	367	-14	-29	-6	-943
P2	Sizmik Y-8	Sip	-1290	-366	-14	-29	24	-15
P2	Sizmik Y-8	Poshte	-1336	-366	-14	-29	-10	-943
P2	Sekondar-1	Sip	-2573	1	-42	0	71	0
P2	Sekondar-1	Poshte	-2619	1	-42	0	-37	1
P2	Kryesor-1	Sip	-3362	1	-53	0	91	0
P2	Kryesor-1	Poshte	-3423	1	-53	0	-47	2
P3	Sizmik X-1	Sip	-1268	163	7	5	-5	7
P3	Sizmik X-1	Poshte	-1314	163	7	5	7	417
P3	Sizmik X-2	Sip	-1268	-163	7	5	-10	7
P3	Sizmik X-2	Poshte	-1314	-163	7	5	1	417
P3	Sizmik X-3	Sip	-1268	163	3	5	-5	-7
P3	Sizmik X-3	Poshte	-1314	163	3	5	7	-417
P3	Sizmik X-4	Sip	-1268	-163	3	5	-10	-7
P3	Sizmik X-4	Poshte	-1314	-163	3	5	1	-417
P3	Sizmik X-5	Sip	-1268	163	7	-5	-5	7

P3	Sizmik X-5	Poshte	-1314	163	7	-5	7	417
P3	Sizmik X-6	Sip	-1268	-163	7	-5	-10	7
P3	Sizmik X-6	Poshte	-1314	-163	7	-5	1	417
P3	Sizmik X-7	Sip	-1268	163	3	-5	-5	-7
P3	Sizmik X-7	Poshte	-1314	163	3	-5	7	-417
P3	Sizmik X-8	Sip	-1268	-163	3	-5	-10	-7
P3	Sizmik X-8	Poshte	-1314	-163	3	-5	1	-417
P3	Sizmik Y-1	Sip	-1268	535	5	15	-7	22
P3	Sizmik Y-1	Poshte	-1314	535	5	15	5	1373
P3	Sizmik Y-2	Sip	-1268	-535	5	15	-9	22
P3	Sizmik Y-2	Poshte	-1314	-535	5	15	3	1373
P3	Sizmik Y-3	Sip	-1268	535	4	15	-7	-22
P3	Sizmik Y-3	Poshte	-1314	535	4	15	5	-1373
P3	Sizmik Y-4	Sip	-1268	-535	4	15	-9	-22
P3	Sizmik Y-4	Poshte	-1314	-535	4	15	3	-1373
P3	Sizmik Y-5	Sip	-1268	535	5	-15	-7	22
P3	Sizmik Y-5	Poshte	-1314	535	5	-15	5	1373
P3	Sizmik Y-6	Sip	-1268	-535	5	-15	-9	22
P3	Sizmik Y-6	Poshte	-1314	-535	5	-15	3	1373
P3	Sizmik Y-7	Sip	-1268	535	4	-15	-7	-22
P3	Sizmik Y-7	Poshte	-1314	535	4	-15	5	-1373
P3	Sizmik Y-8	Sip	-1268	-535	4	-15	-9	-22
P3	Sizmik Y-8	Poshte	-1314	-535	4	-15	3	-1373
P3	Sekondar-1	Sip	-2529	0	4	0	-10	0
P3	Sekondar-1	Poshte	-2574	0	4	0	1	0
P3	Kryesor-1	Sip	-3304	0	6	0	-13	0
P3	Kryesor-1	Poshte	-3365	0	6	0	3	0
P4	Sizmik X-1	Sip	-1268	163	-3	5	10	7
P4	Sizmik X-1	Poshte	-1314	163	-3	5	-1	417
P4	Sizmik X-2	Sip	-1268	-163	-3	5	5	7
P4	Sizmik X-2	Poshte	-1314	-163	-3	5	-7	417
P4	Sizmik X-3	Sip	-1268	163	-7	5	10	-7
P4	Sizmik X-3	Poshte	-1314	163	-7	5	-1	-417
P4	Sizmik X-4	Sip	-1268	-163	-7	5	5	-7
P4	Sizmik X-4	Poshte	-1314	-163	-7	5	-7	-417
P4	Sizmik X-5	Sip	-1268	163	-3	-5	10	7
P4	Sizmik X-5	Poshte	-1314	163	-3	-5	-1	417
P4	Sizmik X-6	Sip	-1268	-163	-3	-5	5	7
P4	Sizmik X-6	Poshte	-1314	-163	-3	-5	-7	417
P4	Sizmik X-7	Sip	-1268	163	-7	-5	10	-7
P4	Sizmik X-7	Poshte	-1314	163	-7	-5	-1	-417
P4	Sizmik X-8	Sip	-1268	-163	-7	-5	5	-7
P4	Sizmik X-8	Poshte	-1314	-163	-7	-5	-7	-417
P4	Sizmik Y-1	Sip	-1268	535	-4	15	9	22
P4	Sizmik Y-1	Poshte	-1314	535	-4	15	-3	1373
P4	Sizmik Y-2	Sip	-1268	-535	-4	15	7	22
P4	Sizmik Y-2	Poshte	-1314	-535	-4	15	-5	1373
P4	Sizmik Y-3	Sip	-1268	535	-5	15	9	-22
P4	Sizmik Y-3	Poshte	-1314	535	-5	15	-3	-1373
P4	Sizmik Y-4	Sip	-1268	-535	-5	15	7	-22



P4	Sizmik Y-4	Poshte	-1314	-535	-5	15	-5	-1373
P4	Sizmik Y-5	Sip	-1268	535	-4	-15	9	22
P4	Sizmik Y-5	Poshte	-1314	535	-4	-15	-3	1373
P4	Sizmik Y-6	Sip	-1268	-535	-4	-15	7	22
P4	Sizmik Y-6	Poshte	-1314	-535	-4	-15	-5	1373
P4	Sizmik Y-7	Sip	-1268	535	-5	-15	9	-22
P4	Sizmik Y-7	Poshte	-1314	535	-5	-15	-3	-1373
P4	Sizmik Y-8	Sip	-1268	-535	-5	-15	7	-22
P4	Sizmik Y-8	Poshte	-1314	-535	-5	-15	-5	-1373
P4	Sekondar-1	Sip	-2529	0	-4	0	10	0
P4	Sekondar-1	Poshte	-2574	0	-4	0	-1	0
P4	Kryesor-1	Sip	-3304	0	-6	0	13	0
P4	Kryesor-1	Poshte	-3365	0	-6	0	-3	0

PERIODAT DHE FREKUENCAT					
Rasti	Moda	Perioda	Frekuenca	Frek.Rrethore	Eigen
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.702	1.424	8.95	80.08
Modal	2	0.702	1.424	8.95	80.08
Modal	3	0.702	1.425	8.95	80.11
Modal	4	0.702	1.425	8.95	80.12
Modal	5	0.489	2.043	12.84	164.84
Modal	6	0.489	2.043	12.84	164.84
Modal	7	0.488	2.048	12.87	165.58
Modal	8	0.488	2.048	12.87	165.59
Modal	9	0.19	5.274	33.14	1098.03
Modal	10	0.168	5.94	37.32	1392.81
Modal	11	0.134	7.443	46.77	2187.25
Modal	12	0.104	9.611	60.39	3646.53

FORCAT NE PILA										
Pila	Ngarkimi	Tipi i Ngarkimit	Lloji	Poz.	P	V2	V3	T	M2	M3
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
P1	Ex	LinRespSpec	Max	Sip	0	3	2	0	3	1
P1	Ex	LinRespSpec	Max	Poshte	0	3	2	0	3	6
P1	Ey	LinRespSpec	Max	Sip	0	147	1	26	2	17
P1	Ey	LinRespSpec	Max	Poshte	0	147	1	26	2	372
P1	Sizmik X	Combination	Max	Sip	-1159	48	95	8	-162	6
P1	Sizmik X	Combination	Max	Poshte	-1204	48	95	8	77	121
P1	Sizmik X	Combination	Min	Sip	-1159	-46	89	-8	-169	-6
P1	Sizmik X	Combination	Min	Poshte	-1205	-46	89	-8	69	-116
P1	Sizmik Y	Combination	Max	Sip	-1159	149	94	26	-163	17
P1	Sizmik Y	Combination	Max	Poshte	-1204	149	94	26	76	377
P1	Sizmik Y	Combination	Min	Sip	-1159	-147	90	-26	-168	-17



P1	Sizmik Y	Combination	Min	Poshte	-1205	-147	90	-26	70	-372
P1	Sekondar	Combination		Sip	-2373	1	156	0	-297	-1
P1	Sekondar	Combination		Poshte	-2418	1	156	0	109	3
P1	Kryesor	Combination		Sip	-3077	2	210	0	-397	-1
P1	Kryesor	Combination		Poshte	-3139	2	210	0	148	4
P2	Ex	LinRespSpec	Max	Sip	0	2	2	0	2	0
P2	Ex	LinRespSpec	Max	Poshte	0	2	2	0	3	4
P2	Ey	LinRespSpec	Max	Sip	0	366	1	28	1	15
P2	Ey	LinRespSpec	Max	Poshte	0	366	1	28	1	943
P2	Sizmik X	Combination	Max	Sip	-1290	112	-11	9	29	5
P2	Sizmik X	Combination	Max	Poshte	-1336	112	-11	9	-5	288
P2	Sizmik X	Combination	Min	Sip	-1290	-111	-15	-9	23	-5
P2	Sizmik X	Combination	Min	Poshte	-1336	-111	-15	-9	-11	-286
P2	Sizmik Y	Combination	Max	Sip	-1290	367	-12	28	28	15
P2	Sizmik Y	Combination	Max	Poshte	-1336	367	-12	28	-6	946
P2	Sizmik Y	Combination	Min	Sip	-1290	-366	-14	-29	24	-15
P2	Sizmik Y	Combination	Min	Poshte	-1336	-366	-14	-29	-10	-943
P2	Sekondar	Combination		Sip	-2573	1	-42	0	71	0
P2	Sekondar	Combination		Poshte	-2619	1	-42	0	-37	1
P2	Kryesor	Combination		Sip	-3362	1	-53	0	91	0
P2	Kryesor	Combination		Poshte	-3423	1	-53	0	-47	2
P3	Ex	LinRespSpec	Max	Sip	0	2	2	0	2	1
P3	Ex	LinRespSpec	Max	Poshte	0	2	2	0	3	5
P3	Ey	LinRespSpec	Max	Sip	0	534	0	15	0	22
P3	Ey	LinRespSpec	Max	Poshte	0	534	0	15	0	1371
P3	Sizmik X	Combination	Max	Sip	-1268	163	7	5	-5	7
P3	Sizmik X	Combination	Max	Poshte	-1314	163	7	5	7	417
P3	Sizmik X	Combination	Min	Sip	-1268	-163	3	-5	-10	-7
P3	Sizmik X	Combination	Min	Poshte	-1314	-163	3	-5	1	-417
P3	Sizmik Y	Combination	Max	Sip	-1268	535	5	15	-7	22
P3	Sizmik Y	Combination	Max	Poshte	-1314	535	5	15	5	1373
P3	Sizmik Y	Combination	Min	Sip	-1268	-535	4	-15	-9	-22
P3	Sizmik Y	Combination	Min	Poshte	-1314	-535	4	-15	3	-1373
P3	Sekondar	Combination		Sip	-2529	0	4	0	-10	0
P3	Sekondar	Combination		Poshte	-2574	0	4	0	1	0
P3	Kryesor	Combination		Sip	-3304	0	6	0	-13	0
P3	Kryesor	Combination		Poshte	-3365	0	6	0	3	0
P4	Ex	LinRespSpec	Max	Sip	0	2	2	0	2	1
P4	Ex	LinRespSpec	Max	Poshte	0	2	2	0	3	5
P4	Ey	LinRespSpec	Max	Sip	0	534	0	15	0	22
P4	Ey	LinRespSpec	Max	Poshte	0	534	0	15	0	1371
P4	Sizmik X	Combination	Max	Sip	-1268	163	-3	5	10	7
P4	Sizmik X	Combination	Max	Poshte	-1314	163	-3	5	-1	417
P4	Sizmik X	Combination	Min	Sip	-1268	-163	-7	-5	5	-7
P4	Sizmik X	Combination	Min	Poshte	-1314	-163	-7	-5	-7	-417
P4	Sizmik Y	Combination	Max	Sip	-1268	535	-4	15	9	22
P4	Sizmik Y	Combination	Max	Poshte	-1314	535	-4	15	-3	1373
P4	Sizmik Y	Combination	Min	Sip	-1268	-535	-5	-15	7	-22
P4	Sizmik Y	Combination	Min	Poshte	-1314	-535	-5	-15	-5	-1373
P4	Sekondar	Combination		Sip	-2529	0	-4	0	10	0

P4	Sekondar	Combination		Poshte	-2574	0	-4	0	-1	0
P4	Kryesor	Combination		Sip	-3304	0	-6	0	13	0
P4	Kryesor	Combination		Poshte	-3365	0	-6	0	-3	0

TE DHENAT E ANALIZES RESPONSE SPECTRUM										
Ngarkimi	Rasti	Moda	Perioda	Shuarja	U1Acc	U2Acc	U3Acc	U1Amp	U2Amp	U3Amp
			sec		mm/sec <sup>2</sup>	mm/sec <sup>2</sup>	mm/sec <sup>2</sup>	mm	mm	mm
Ex	Modal	1	0.702	0.05	2968.58	0	0	1.64	0	0
Ex	Modal	2	0.702	0.05	2968.58	0	0	0.00	0	0
Ex	Modal	3	0.702	0.05	2969.23	0	0	-154.68	0	0
Ex	Modal	4	0.702	0.05	2969.37	0	0	0.00	0	0
Ex	Modal	5	0.489	0.05	3383.29	0	0	-1.98	0	0
Ex	Modal	6	0.489	0.05	3383.29	0	0	-0.01	0	0
Ex	Modal	7	0.488	0.05	3383.29	0	0	3.35	0	0
Ex	Modal	8	0.488	0.05	3383.29	0	0	0.00	0	0
Ex	Modal	9	0.19	0.05	3324.74	0	0	0.00	0	0
Ex	Modal	10	0.168	0.05	3204.87	0	0	-0.21	0	0
Ex	Modal	11	0.134	0.05	3013.09	0	0	0.00	0	0
Ex	Modal	12	0.104	0.05	2842.25	0	0	-0.32	0	0
Ey	Modal	1	0.702	0.05	0	2968.58	0	0	0.00	0
Ey	Modal	2	0.702	0.05	0	2968.58	0	0	157.07	0
Ey	Modal	3	0.702	0.05	0	2969.23	0	0	0.00	0
Ey	Modal	4	0.702	0.05	0	2969.37	0	0	1.22	0
Ey	Modal	5	0.489	0.05	0	3383.29	0	0	0.93	0
Ey	Modal	6	0.489	0.05	0	3383.29	0	0	-214.75	0
Ey	Modal	7	0.488	0.05	0	3383.29	0	0	0.00	0
Ey	Modal	8	0.488	0.05	0	3383.29	0	0	113.63	0
Ey	Modal	9	0.19	0.05	0	3324.74	0	0	-75.71	0
Ey	Modal	10	0.168	0.05	0	3204.87	0	0	0.00	0
Ey	Modal	11	0.134	0.05	0	3013.09	0	0	-14.33	0
Ey	Modal	12	0.104	0.05	0	2842.25	0	0	0.00	0

DRIFTET									
Niveli	Ngarkimi	Tipi i Ngarkimit	Lloji	Drejtimi	Drifti	Emertimi	X	Y	Z

							m	m	m
2	Ex	LinRespSpec	Max	X	0.000004	4	13	2	16.6
2	Ex	LinRespSpec	Max	Y	0.000006	7	13	3	16.6
2	Ey	LinRespSpec	Max	Y	0.001457	11	47	3	16.6
2	Sizmik X	Combination	Max	Y	0.000443	10	47	2	16.6
2	Sizmik X	Combination	Min	Y	0.000442	11	47	3	16.6
2	Sizmik Y	Combination	Max	Y	0.001459	10	47	2	16.6
2	Sizmik Y	Combination	Min	Y	0.001458	11	47	3	16.6
2	Sekondar	Combination		Y	0.000017	303	-1.5	5	16.6

<b>RAPORTI I ZHV FUNDOSJEVE MAX ME ATO MESATARE</b>							
<b>Niveli</b>	<b>Ngarkimi</b>	<b>Tipi i Ngarkimit</b>	<b>Lloji</b>	<b>Drejtimi</b>	<b>Max Drifti</b>	<b>Mes Drifti</b>	<b>Raporti</b>
					mm	mm	
2	Ex	LinRespSpec	Max	X	0.011	0.008	1.354
2	Ex	LinRespSpec	Max	Y	0.017	0.008	1.973
2	Ey	LinRespSpec	Max	Y	3.787	1.897	1.996
2	Sizmik X	Combination	Max	Y	1.153	0.577	1.999
2	Sizmik X	Combination	Min	Y	1.15	0.576	1.997
2	Sizmik Y	Combination	Max	Y	3.794	1.9	1.997
2	Sizmik Y	Combination	Min	Y	3.791	1.9	1.995