

LOT 3-UNAZA, TIRANË
RELACIONI TEKNIK_REV02
KONTROLLI I STRUKTURAVE

INGENIUM, PF

PËRMBAJTJA

1	TË PËRGJITHSHME	6
1.1	Të përgjithshme mbi Projektin	6
1.2	Strukturat përbërëse të LOT 3	7
2	QËLLIMI I RELACIONIT TEKNIK	11
2.1	Të dhënat hyrëse	11
2.2	Njësitë e përdorura në këtë relacion teknik	11
2.3	Përshkrim i përgjithshëm i mbi-strukturës.....	11
2.4	Përshkrim i përgjithshëm i nën-strukturës.....	12
2.5	Studimet inxhinierike.....	13
2.5.1	Studimi gjeologjik-inxhinierik - Aneksi 1.....	13
2.5.2	Studimi sizmik.....	13
3	KUADRI LIGJOR DHE TEKNIK	14
3.1	Kushtet teknike të Projektimit	14
3.2	Kushtet teknike të zbatimit.....	15
3.3	Standardet e prodhimit të materialeve të ndërtimit.....	16
3.4	Referencat që janë përdorur në projektimin dhe kontrollin e strukturës	16
4	TË DHËNA PËR PROJEKTIMIN - STRUKTURAT E MBIKALIMIT	18
4.1	Para-dimensionimi - Gjeometria e mureve [ballnave]	18
4.2	M1, M2 dhe M3.....	18
4.2.1	Gjeometria e trarëve të mbikalimit	19
4.3	Durueshmëria dhe jetëgjatësia e veprës	20
4.3.1	Durueshmëria	20
4.3.2	Elementët mjedisorë që kanë ndikim në strukturë.....	20
4.3.3	Jetëgjatësia e projektuar e veprës.....	20
4.3.4	Përcaktimi i klasës së betonit	21
4.3.5	Shtresa mbrojtëse e hekurit të armimit	21
4.4	Cilësia e materialeve të ndërtimit.....	23
4.4.1	Klasa e betonit	23
4.4.2	Lakoret sforcim-deformim për klasën e betonit C25/30 sipas SSH EN1992-1-1	24
4.4.3	Lakoret sforcim-deformim për klasën e betonit C30/37 sipas SSH EN1992-1-1	24
4.4.4	Lakoret sforcim-deformim për klasën e betonit C35/45 sipas SSH EN1992-1-1.....	25
4.4.5	Lakoret sforcim-deformim për klasën e betonit C40/50 sipas SSH EN1992-1-1.....	25
4.4.6	Klasa e hekurit të armimit.....	26
4.4.7	Lakoret sforcim-deformim për hekurin B500C sipas SSH EN1992-1-1.....	26
4.5	Natyrat e veprimeve mbi strukturë.....	27
4.5.1	Veprimet mbi strukturë prej trafikut	27
4.5.2	Faktorët ψ për urat rrugore.....	27
4.6	Ngarkesat e trafikut - shpërndarja tërthore sipas seksionit të urës	28

4.6.1	Modelet e ngarkimit sipas SSH EN1992-2:2003	28
4.6.2	Llogaritja e koeficientit të shpërndarjes tërthore.....	29
4.6.3	Pesha vetjake e elementëve	49
4.6.4	Pesha vetjake e shtresave rrugore.....	49
4.6.5	Llogaritja e detajuar e veprimeve mbi strukturë - Aneksi 2.....	49
4.6.6	Veprimet termike	50
4.6.7	Veprimet gjatë zbatimit.....	50
4.6.8	Veprimet aksidentale.....	50
4.6.9	Veprimet horizontale të trafikut	50
5	LLOGARITJET STRUKTURORE	51
5.1	Situatat e projektimit.....	51
5.2	ULS- Gjendja kufitare.....	51
5.3	SLS- Gjendja shfrytëzimit [shërbyeshmërisë].....	51
5.4	Kombinimi i veprimeve	51
5.4.1	Kombinimet themelore të veprimeve: Situata projektimi të vazhdueshme dhe kalimtare.....	51
5.4.2	Kombinimi i veprimeve për situata projektuese aksidentale jo-sizmike.....	52
5.4.3	Kombinimet e veprimeve për situata sizmike projektuese	52
5.4.4	Kombinimet e veprimeve për Gjendjet Kufitare të Shërbyeshmërisë (SLS).....	52
5.5	Spektri i projektimit	53
5.6	Disa konsiderata për llogaritjet strukturore.....	54
5.7	Llogaritja e mbështetjeve anësorë të urës (ballnat)	55
6	MODELI MATEMATIK I STRUKTURËS	57
6.1	Gjendja e sforcuar e strukturës së Mureve (ballnave) M1, M2, M3.....	57
6.2	Gjendja e sforcuar e strukturës U0, U1, U2, U3, U4	61
6.3	Llogaritja e themeleve të thella të strukturave të urës (pilotat).....	65
6.3.1	Aneksi 2 - Kontrolli i sforcimeve në taban	65
6.3.2	Aneksi 3-1 - Kontrolli i transferimit të sforcimeve në pilota - Prova 1 - $L_{pit} = 25m$	65
6.3.3	Aneksi 3-2 - Kontrolli i transferimit të sforcimeve në pilota - Prova 2 - $L_{pit} = 31.5m$	66
6.3.4	Aneksi 3-3 - Forcat prerëse, Momentet dhe konstruimi i armimit të pilotave	67
6.3.5	Aneksi 4 - Përforcimi i truallit nën taban	68
6.3.6	Aneksi 5 - Sforcimet e brendshme llogaritëse në jastëkët e themeleve.....	68
7	PËRFUNDIME TË RELACIONIT TEKNIK.....	70
7.1	Strukturat përbërëse të LOT3-UNAZA	71
7.1.1	Plani i themeleve - Strukturat M1, M2 dhe M3	71
7.1.2	Plani i themeleve - Strukturat M4.....	71
7.1.3	Plani i themeleve - Strukturat M5	72
7.1.4	Plani i themeleve - Strukturat M6, M7.....	72
7.1.5	Plani i themeleve - Strukturat U0	73
7.1.6	Plani i themeleve - Strukturat U1, U2.....	74

7.1.7	Plani i themeleve - Strukturat U3, U4.....	75
8	REFERENCAT	77

LISTA E TABELAVE

Tabela 2.1:	Treguesit gjeometrikë të urës që lidh Strukturat M3 - U3,U4.....	12
Tabela 4.1:	Vlerat orientuese të jetëgjatësisë së projektuar - Tab. 2.1 e SSH EN1990.....	21
Tabela 4.2:	Klasat e betonit sipas ndikimeve të jashtme - Tab.E.1N e SSH EN 1992-1-1	21
Tabela 4.3:	Klasat e betonit që përdoren për nën-strukturat si edhe mbi strukturat e Mbikalimit [Nyja 4]	23
Tabela 4.4:	Klasat e betonit që do përdoren për strukturat M1, M2 dhe M3	23
Tabela 4.5:	Klasat e hekurit të armimit që do përdoret për strukturat e Mbikalimit, Nyja 4.....	26
Tabela 4.6:	Klasat e hekurit të armimit që do përdoret për strukturat Mbikalimit, Nyja 4.....	26
Tabela 4.7:	Faktorët e reduktimit ψ , sipas tabelës A2.1 të shtojcës A2 të SSH EN1990.....	28
Tabela 4.8:	Ngarkesat prej trafikut, tek Trau T-1, T-2 (T-3 = T-2), sipas SSH EN1992-2:2003	48
Tabela 4.9:	Ngarkesat e shpërndara, kN/m^2 , prej shtresave të rrugës.....	49
Tabela 4.10:	Ngarkesat e konsideruara gjatë punimeve të zbatimit.....	50

LISTA E FIGURAVE

Fig. 1.1: Planimetri e përgjithshme, mbi shtrirjen e LOT 3	6
Fig. 1.2: Planimetri e përgjithshme - Strukturat e LOT 3	7
Fig. 1.3: Pjesë planimetrie - Strukturat e LOT 3 - Struktura M3	8
Fig. 1.4: Pjesë planimetrie - Strukturat e LOT 3 - Struktura M1	9
Fig. 1.5: Pjesë planimetrie - Strukturat e LOT 3 - Struktura M2	10
Fig. 2.1: Seksioni Tërthor - Ura që lidh Strukturat M3 - U3,U4	12
Fig. 3.1: Familja e Eurokodeve për projektimin e veprave ndërtimore	17
Fig. 4.1: Dimensionet në plan [majtas] dhe lartësi [djathtas] të strukturës	18
Fig. 4.2: Dimensionet në pamjen ballore të strukturës	19
Fig. 4.3: Dimensionet tërthore të Traut [një nga seksionet] të zgjedhur për mbikalimin	19
Fig. 4.4: Lakorja sforcim-deformim, C25/30	24
Fig. 4.5: Lakorja sforcim-deformim, C30/37	24
Fig. 4.6: Lakorja sforcim-deformim, C35/45	25
Fig. 4.7: Lakorja sforcim-deformim, C40/50	25
Fig. 4.8: Lakorja sforcim-deformim, B500C	26
Fig. 4.9: Ngarkimi i korsive sipas SSH EN1991-2:2003, LM1	29
Fig. 4.10: Skema e qarkullimit të korsive, ura që lidh M3 - U3,U4	29
Fig. 4.11: Ngarkimi i korsive sipas SSH EN1991-2:2003, LM1	30
Fig. 4.12: Vijat influente, Forca prerëse, Momentet, sipas gjatësisë së trarëve	30
Fig. 4.13: Vijat influente, Forca prerëse, Momentet, sipas gjatësisë së trarëve	31
Fig. 4.14: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit LM1, Trau T-1	33
Fig. 4.15: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit LM1, Trau T-2	35
Fig. 4.16: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit LM3, Trau T-1	37
Fig. 4.17: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit LM3, Trau T-2	39
Fig. 4.18: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit LM4, Trau T-1	41
Fig. 4.19: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit LM4, Trau T-2	43
Fig. 4.20: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit nga Grupi 5, Trau T-1	45
Fig. 4.21: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit nga Grupi 5, Trau T-2	47
Fig. 4.22: Shtresat strukturore të rrugës	49
Fig. 5.1: Risku i pritshëm sizmik, a_g , për strukturën në fjalë, $RP=475$ vjet	53
Fig. 5.2: Spektri, elastik dhe i projektimit, sipas SSH EN1998	54
Fig. 5.3: Spektri, elastik dhe i projektimit, sipas KTP-2-89	54
Fig. 5.4: Vijat influente, momentet përkulëse dhe forca prerëse	55
Fig. 5.5: Veprimet mbi strukturën M1, M2 dhe M3	55
Fig. 6.1: Modeli matematik, (majtas) nga ana e rrugës, (djathtas) nga ana e trarëve	57

Fig. 6.2: Gjendja e sforcuar, (majtas) analiza tonore e parë, (djathtas) nga veprimi i Grupit 5	57
Fig. 6.3: Gjendja e sforcuar, sipas drejtimit global 11, nga veprimi i Grupit 5.....	58
Fig. 6.4: Gjendja e sforcuar prerëse, sipas drejtimit global 12, nga veprimi i Grupit 5	58
Fig. 6.5: Gjendja e sforcuar, sipas drejtimit global 22, nga veprimi i Grupit 5.....	59
Fig. 6.6: Gjendja e sforcuar prerëse, sipas drejtimit global 23, nga veprimi i Grupit 5	59
Fig. 6.7: Gjendja e sforcuar maksimale, nga veprimi i Grupit 5.....	60
Fig. 6.8: Gjendja e sforcuar minimale, nga veprimi i Grupit 5.....	60
Fig. 6.9: Modeli matematik, nga ana e urës monolite që lidhet me mbështetjen U0	61
Fig. 6.10: Modeli matematik, nga ana e trarëve që lidhet me mbështetjen M4.....	61
Fig. 6.11: Gjendja e sforcuar, sipas drejtimit global 11, nga veprimi i Grupit 5	62
Fig. 6.12: Gjendja e sforcuar prerëse, sipas drejtimit global 12, nga veprimi i Grupit 5.....	62
Fig. 6.13: Gjendja e sforcuar, sipas drejtimit global 22, nga veprimi i Grupit 5	63
Fig. 6.14: Gjendja e sforcuar prerëse, sipas drejtimit global 23, nga veprimi i Grupit 5.....	63
Fig. 6.15: Gjendja e sforcuar maksimale, nga veprimi i Grupit 5	64
Fig. 6.16: Gjendja e sforcuar minimale, nga veprimi i Grupit 5	64
Fig. 6.17: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura M1, M2, M3.....	65
Fig. 6.18: Modelimi me elementë të fundmë (FEM) i pilotave	67
Fig. 7.1: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura M1, M2, M3	71
Fig. 7.2: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura M4.....	71
Fig. 7.3: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura M5.....	72
Fig. 7.4: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura M6, M7	72
Fig. 7.5: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura U0.....	73
Fig. 7.6: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura U1, U2.....	74
Fig. 7.7: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura U3, U4.....	75

1 TË PËRGJITHSHME

Ky Relacioni Teknik, është hartuar për të kontrolluar aftësinë dhe qëndrueshmërinë e themeleve të strukturave, të dimensionuara dhe projektuar në zbatim të kontratës me titull "Rehabilitim i segmentit rrugor, mbikalimi i "Pallatit me Shigjeta" - rrethrotullimi "Shqiponja", Loti 3"; lidhur ndërmjet Bashkisë Tiranë dhe "BOE "Victoria Invest International" & VICTORIA INVEST" sh.p.k."

1.1 Të përgjithshme mbi Projektin

Projekti në fjalë shtrihet nga rrethrotullimi "Shqiponja" dhe deri tek mbikalimi i "Pallatit me Shigjeta". Ndërsa LOT 3, subjekti i këtij dokumenti, shtrihet përkatësisht nga nënkalimi i Astirit dhe deri tek mbikalimi i "Pallatit me Shigjeta". Në vijim jepet një planimetri e përgjithshme, për të dhënë një ide mbi shtrirjen e LOT 3.

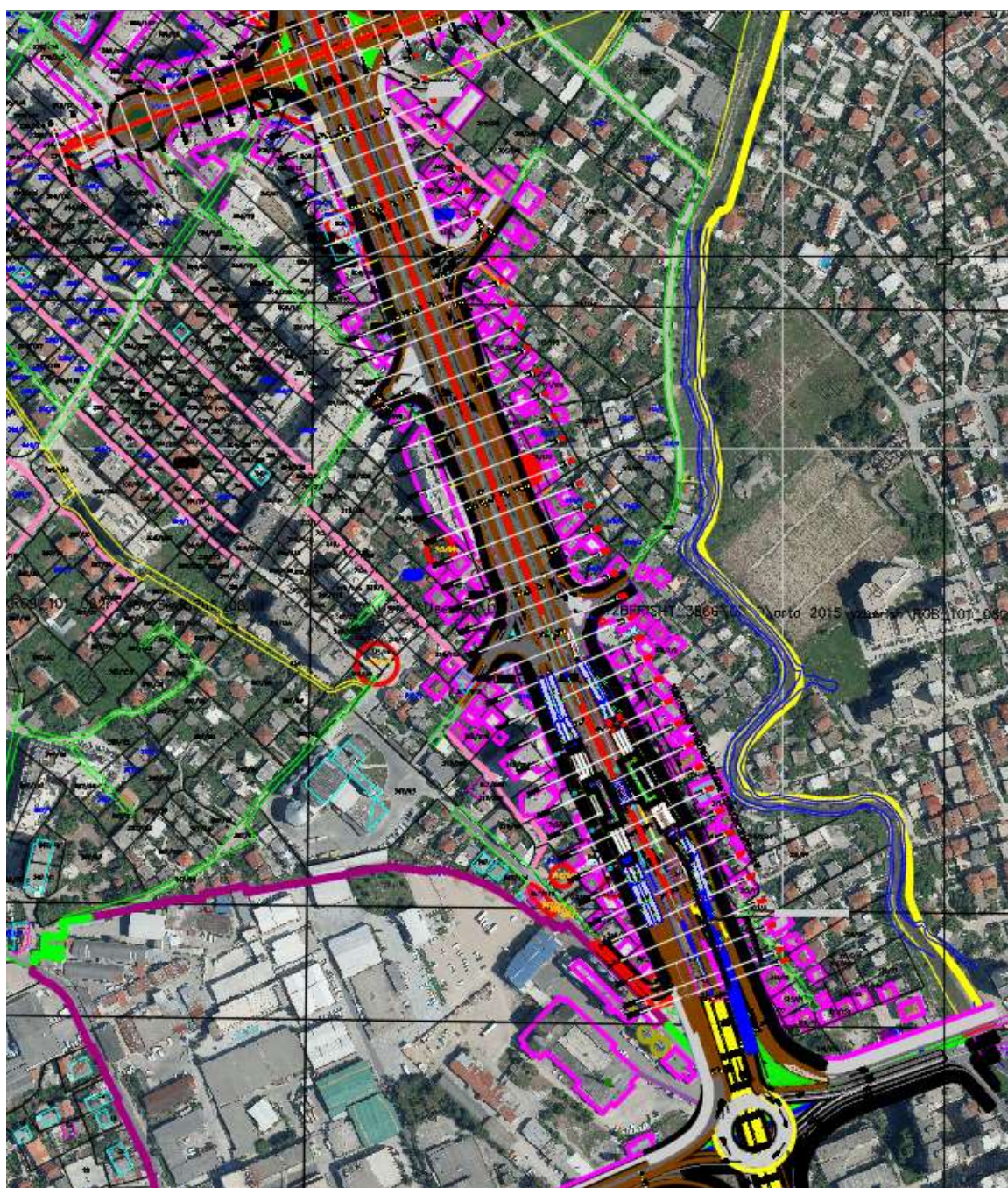


Fig. 1.1: Planimetri e përgjithshme, mbi shtrirjen e LOT 3

1.2 Strukturat përbërëse të LOT 3

Pjesë e Projektit janë edhe strukturat ku mbështeten nënkalinimet apo mbikalimet si edhe muret mbajtëse që shërbejnë për mbështetjen dhe lidhjen e niveletave me kuota të ndryshme. Në vijim jepen disa planimetri, për vendndodhjen e strukturave në LOT 3.

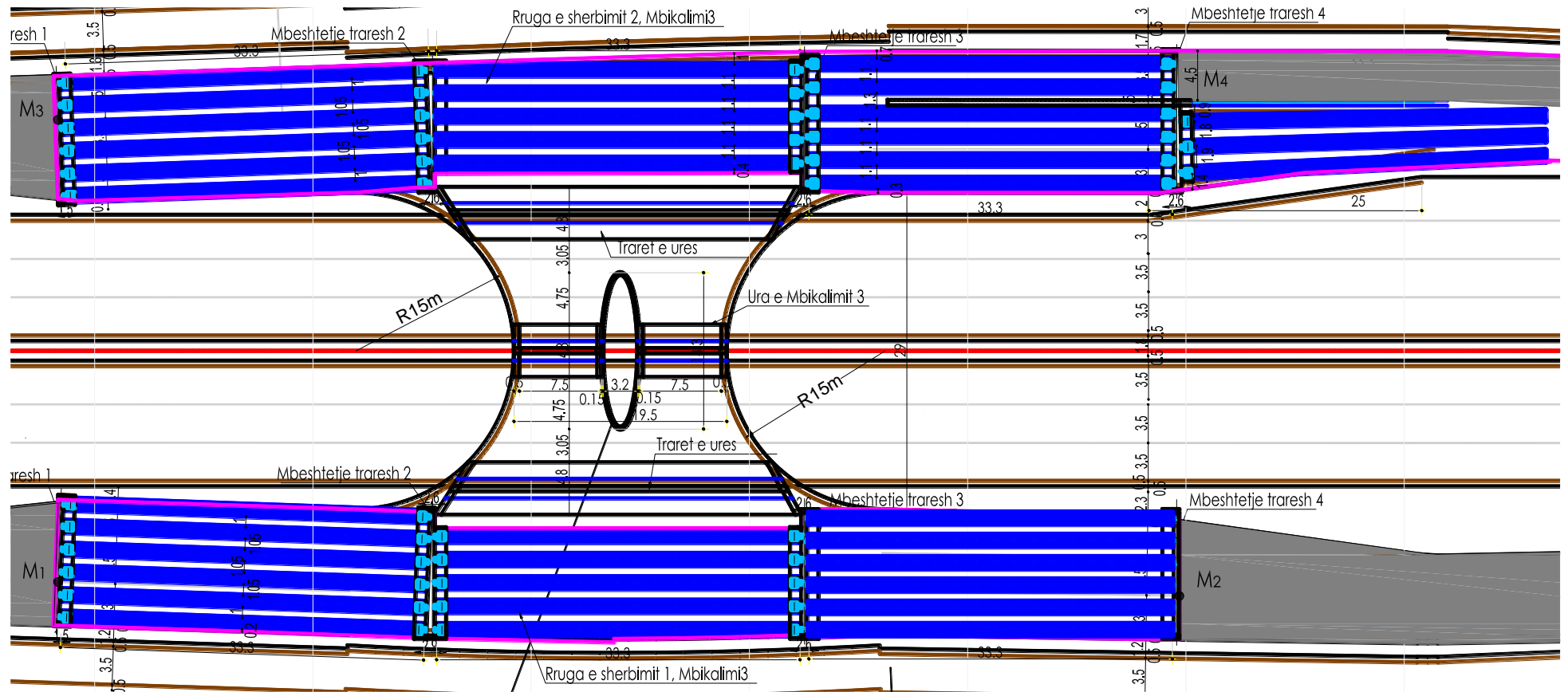


Fig. 1.2: Planimetri e përgjithshme - Strukturat e LOT 3

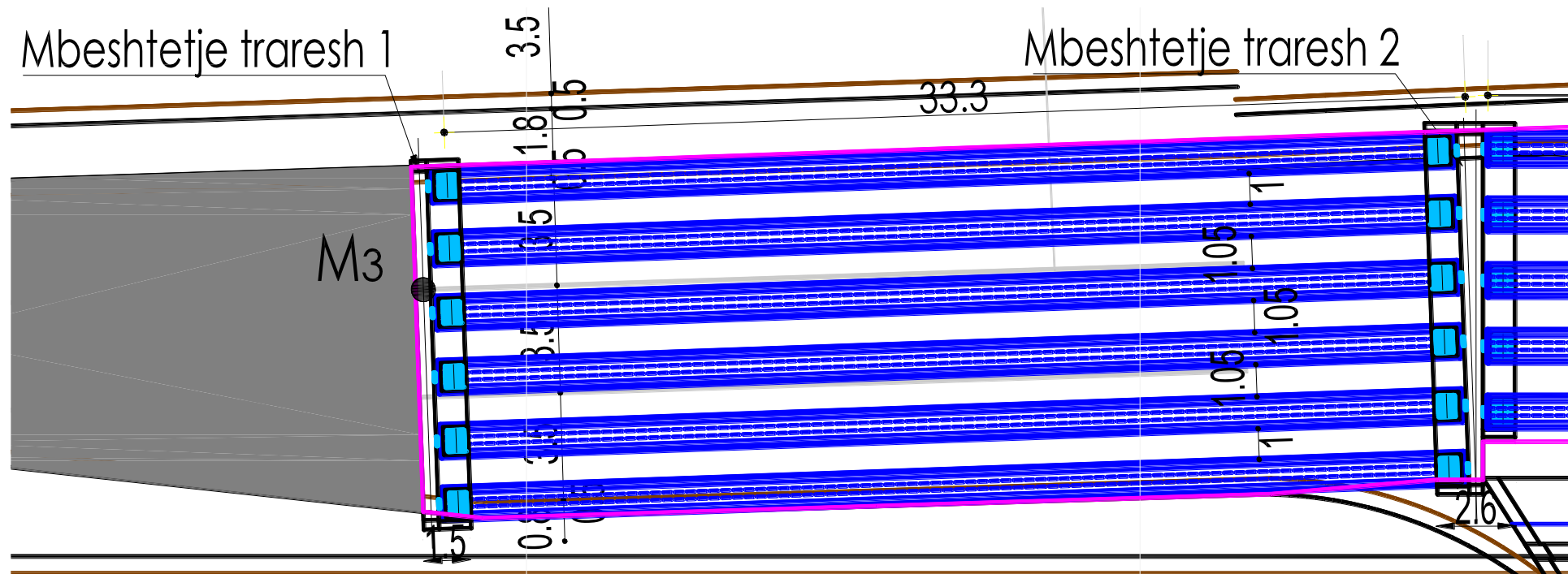


Fig. 1.3: Pjesë planimetrie - Strukturat e LOT 3 - Struktura M3

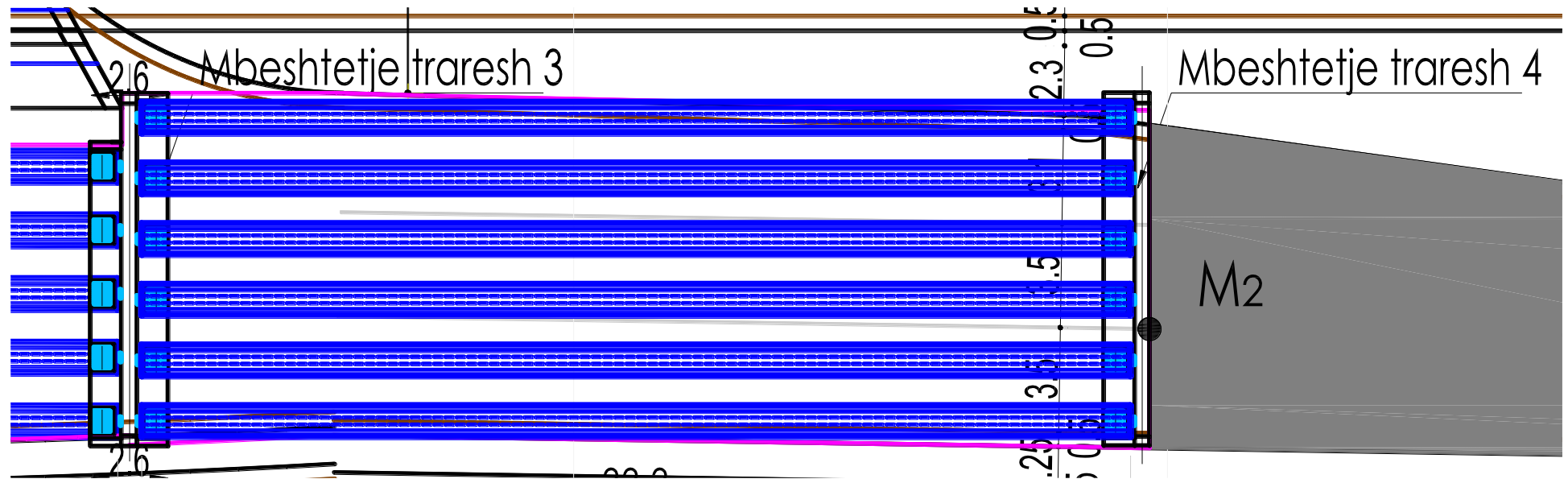


Fig. 1.5: Pjesë planimetrie - Strukturat e LOT 3 - Struktura M2

2 QËLLIMI I RELACIONIT TEKNIK

Ky raport prezanton në mënyrë të përmbledhur qasjen që është ndjekur për projektimin dhe kontrollin e themeleve të nën-strukturave si edhe mbi strukturat e Mbikalimit [Nyja 4].

2.1 Të dhënat hyrëse

Nga Sipërmarrësi, referuar pikës 1, për projektimin dhe kontrollin e qëndrueshmërisë së themeleve të këtyre elementëve strukturorë u përdorën të dhënat e mëposhtme:

1. Plan vendosja e mbikalimit;
2. Studimin Gjeologo - Inxhinierik - Aneksi 1 [pjesë integrale e këtij Relacioni Teknik];
3. Rilevimin topografik;
4. Gjeometrinë dhe dimensionet e trarëve të pasnderur, që lidhin Ballnat M me Urën U;
5. Cilësinë e materialeve të ndërtimit [klasa e Betonit dhe e Hekurit të armimit];

Sipas eksperiencave më të mira inxhinierike, dhe nevojshmërisë për të rikonfirmuar vlerat e përfutuara nga studimi Gjeologo-Inxhinierik të parametrave fiziko-mekanike të dherave, përpara çdo punimi të mëtejshëm gjeoteknik, rekomandojmë që të ri-verifikohen saktë parametrat e shtresave gjeologjike ekzistuese përkundrejt parametrave të shtresave të marra në projekt.

2.2 Njësitë e përdorura në këtë relacion teknik

Sistemi i njësive i përdorur në llogaritjet, kontrollet dhe projektimin e strukturave është sistemi S.I. Më poshtë jepen njësitë që janë përdorur:

- | | |
|---------------------------------|--|
| ▪ Veprimet dhe Ngarkesat | kN, kN/m, kN/m ² ; |
| ▪ Densiteti dhe masa | kg/m ³ , t/m ³ kg, t; |
| ▪ Pesha njësi (Pesha specifike) | kN/m ³ ; |
| ▪ Sforcimet dhe presioni | N/mm ² (= MN/m ² ose MPa), kN/m ² (=kPa); |
| ▪ Momentet | kN·m; |
| ▪ Nxitimi i trullit | m/s ² , g (= 9,81 m/s ²); |

2.3 Përshkrim i përgjithshëm i mbi-strukturës

Bazuar në planimetrinë e përgjithshme të zgjidhjes së propozuar, për zhvillimin si në lartësi ashtu edhe në plan të segmentit LOT3-Unaza, në rilevimin topografik të zonës, në funksion të parametrave gjeometrikë të rrugës, por edhe përkundrejt kërkesave për të plotësuar nevojat e qarkullimit u pranua që mbi-kalimi të ishte i përbërë nga disa struktura të dallueshme nga njëra tjetra. Konkretisht, këto struktura përbëhen nga Ballnat me indeksin M, Rampat ngjitëse/zbritëse me indeksin R, si edhe Urën kryesore me indeksin U [shih Fig. 1.2]. Kjo urë, ka hapësirë drite $H_D=32.3$ m. Ky variant konsiston në ndërtimin e një ure ku mbështetjet anësore do të përbëhen nga ballna betonarme të mbështetur në pilota të cilat do të mbështeten në shtresën numër 5,. Ky detaj jepet në vizatime ashtu edhe në studimin gjeologjik.

Detaje më të hollësishme të llogaritjeve strukturale jepen në kapitujt e mëposhtëm të këtij dokumenti. Ura ka veçoritë e mëposhtme:

- a) Urë me hapësirë dritë prej 32.3 metra;
- b) Mbi-strukturë e përbërë nga trarë beton-arme në formë T-je;
- c) Seksion tërthor me 6 trarë të baraslarguar midis tyre në drejtimin tërthor 1.98 m [i ndrysshueshëm];
- d) Nën-strukturë me ballna betonarme të derdhur në vend të mbështetur mbi pilota.

Mbi-struktura e urës përbëhet nga 6 trarë b/a të vendosur simetrisht ndaj aksit të urës dhe që në drejtimin tërthor lidhen me diafragma b/a. Distanca ndërmjet trarëve është 1.98 m. Mbi pjesën e sipërme të trarëve dhe soletës vendosen shtresat e urës siç jepen në detajin e shtresave. Në mbështetjet

e urës do të ketë fugë [prej deformimit ndaj temperaturave, apo prej zhvendosjeve që vinë nga ngarkesat horizontale që veprojnë në urë] siç tregohet në vizatime.

Më poshtë jepet seksioni tërthor i urës, që i përket urës që lidh M3 me U3-U4.

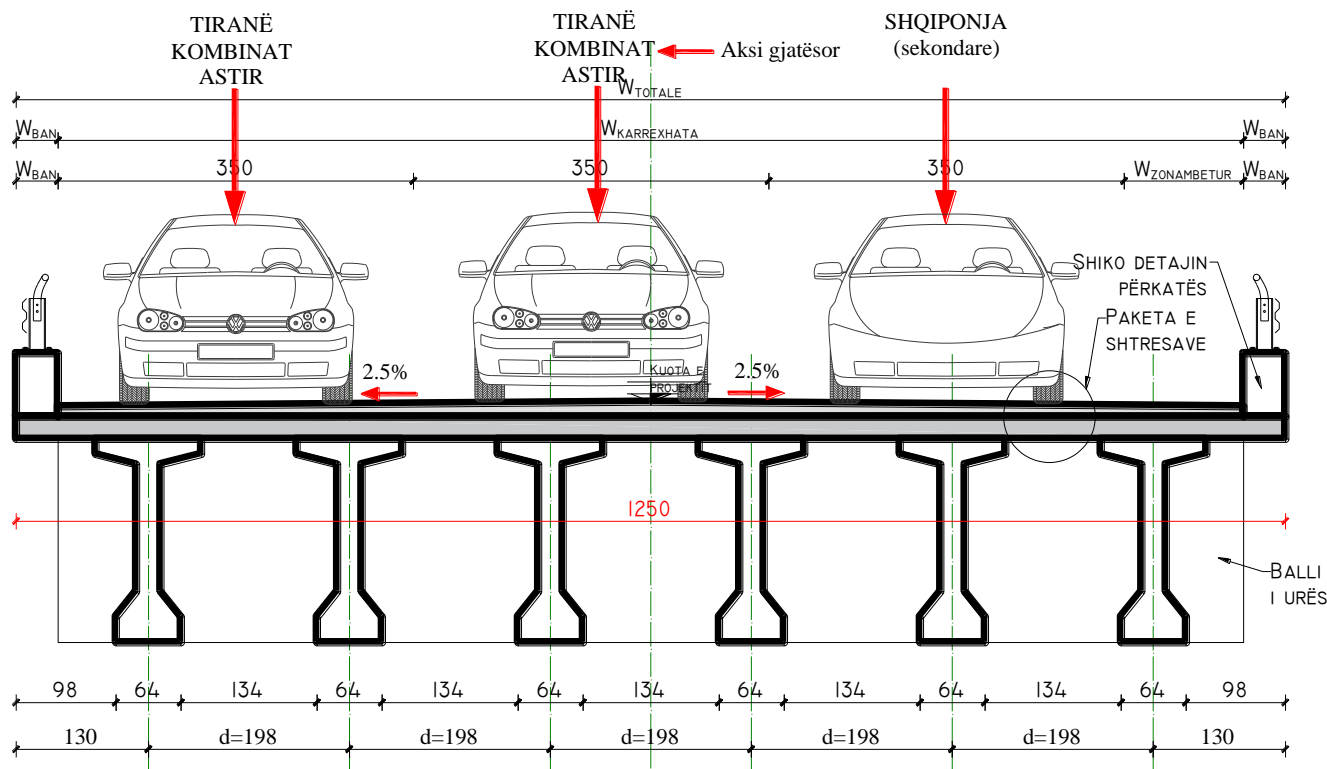


Fig. 2.1: Seksioni Tërthor - Ura që lidh Strukturat M3 - U3,U4

Më poshtë jepen në mënyrë tabelore disa nga treguesit gjeometrikë të urës:

Tabela 2.1: Treguesit gjeometrikë të urës që lidh Strukturat M3 - U3,U4

Përshkrimi i treguesit gjeometrik	Simboli	Madhësia	Njësia
Gjerësia totale e seksionit tërthorë të urës	W_{TOT}	12.5	m
Gjerësia e karrexhatës	$W_{KARREXHATA}$	11.7	m
Gjerësia e korsisë (vijë kalimi)	W_{KORSI}	3.5	m
Gjerësia e bankinës	W_{BAN}	0.4	m
Hapësira ndërmjet trarëve	d	1.98	m

2.4 Përshkrim i përgjithshëm i nën-strukturës

Mbështetjet anësore të urës janë parashikuar të bëhen me ballna b/a, pra strukturat M1, M2, M3 dhe M4 dhe lidhen me trarët e pasnderur me boksën b/a të strukturës U1-U2 dhe U3-U4. Ballnat, janë projektuar si elementë masivë b/a, që mbështeten direkt në jastëk me pilota [vlen të theksohet që ky vendim është marrë në fund të procesit llogaritës strukturor, pas disa variantesh dhe tentativash] të cilat transmetojnë ngarkesën vertikale në formacionin bazë [shtresa 5, sipas studimit gjeologo-inxhierik].

Këto zgjedhje dhe saktësime gjeometrike janë bazuar në faktin që forma dhe dimensionet, si edhe tipi i themeleve të pranuar sigurojnë qëndrueshmërinë e ballit kundrejt të gjitha varianteve të

ngarkimeve sipas EN1990 dhe EN1991 [si edhe pjesët e tyre përkatëse]. Në të dyja anët e ballnës vendosen muret anësore [ose anglisht - Wingwalls] që bëjnë të mundur mbajtjen dhe qëndrueshmërinë e mbushjes mbi të cilën mbështetet edhe soleta e përafrimit [anglisht - approach slab].

Muret anësore do të ndërtohen si mure mbajtëse b/a dhe kanë lartësi të ndryshueshme në funksion të relievit. Në pjesën e pasme të ballnës vendoset soleta përafruese, për të parandaluar uljet mbi ato të lejuarat në hyrjen e urës, si nga ana e strukturës M3 ashtu edhe nga ana e strukturës U3.

Mbi ballna do të mbështeten trarët e urës, të cilët do të mbështeten mbi neoprenë (shembull konkret i një kompanie të certifikuar CE është MAURER SE, maurer.eu ose një tjetër kompani që prodhon një produkt ekuivalent të certifikuar). Mbështetjet e neoprenit do të zgjidhen të atilla që të lejojnë zhvendosjen maksimale horizontale të mundshme, brenda kufijve të lejuar, në mënyrë që mos të cenohet fuga e urës. Në pjesën ku mbi-strukturat mbështeten tek ballnat, do lihet një kanal anësor përgjatë gjithë gjërësisë së ballnës që do të shërbejë për largimin e ujërave të shiut.

2.5 Studimet inxhinierike

2.5.1 Studimi gjeologjik-inxhinierik - Aneksi 1

Për analizën strukturore, është marrë parasysh edhe studimi gjeologo-inxhinierik. Ai është kryer nga NORD COMAT sh.p.k., i cili thekson se objekti është i vendosur në një pakete dherash me shtresa me parametra të ndryshme gjeo-teknikë. Më tutje në këtë dokument, do referohet me përshkrimin Aneksi 1.

Parametrat e këtij studimi janë marrë parasysh në llogaritjet dhe kontrollet e themeleve të strukturave, qëllimi i këtij relacioni teknik, dhe janë pjesë përbërëse e këtij relacioni pasi parametrat gjeo-teknikë janë të dhënat hyrëse kryesore për kontrollin e qëndrueshmërisë dhe përmasimin themeleve.

2.5.2 Studimi sizmik

Për analizën strukturore të kësaj strukture, është marrë parasysh edhe rajonizimi sizmik. Sipas studimeve, dhe hartës në fuqi për rajonizimin sizmik, theksohet se sheshi i ndërtimit në studim klasifikohet si truall i kategorisë të II-të sipas KTP-N2-89, dhe si truall i tipit B sipas SSH EN-1198-1 (2004). Nxitimi maksimal në shkëmbin bazë të këtij sheshi ndërtimi rezulton $a_{g,max}=0.290g$.

3 KUADRI LIGJOR DHE TEKNIK

Më poshtë jepet kuadri ligjor teknik i plotë në fuqi (është detyrë e zbatuesit të kontrollojë nëse standardet e prodhimit të materialeve të ndërtimit si edhe kushtet teknike të zbatimit të listuara, kanë pësuar ose jo, ndryshime apo përditësime) përsa u përket të tria fazave të realizimit të veprës. Vlen të theksohet, që kjo listë shërben edhe si udhëzues për të gjitha palët e përfshira në realizimin e veprës, mbi standardet dhe normativat mbi veprat ndërtimore, por jo domosdoshmërisht ndonjë rregull apo ndonjë pjesë e secilës tyre është dashur të përfshihet në formulimin dhe realizimin e llogaritjeve të këtij raporti teknik. Më poshtë jepet e plotë, lista e standardeve të prodhimit të materialeve të ndërtimit, e kushteve teknike të zbatimit si edhe kushtet teknike të projektimit.

3.1 Kushtet teknike të Projektimit

- SSH EN 1990 së bashku me Aneksin A1; - Eurokodi 0: Bazat e projektimit strukturor;
- SSH EN 1991 së bashku me të gjitha pjesët; - Eurokodi 1: Veprimet mbi veprat ndërtimore;
- SSH EN 1992 së bashku me të gjitha pjesët; - Eurokodi 2: Projektimi i veprave ndërtimore prej betoni apo betoni të armuar;
- SSH EN 1993 së bashku me të gjitha pjesët; - Eurokodi 3: Projektimi i veprave ndërtimore prej çeliku;
- SSH EN 1994 së bashku me të gjitha pjesët; - Eurokodi 4: Projektimi i veprave ndërtimore të përbëra prej çeliku dhe betoni;
- SSH EN 1996 së bashku me të gjitha pjesët; - Eurokodi 6: Projektimi i veprave ndërtimore me muraturë;
- SSH EN 1997 së bashku me të gjitha pjesët; - Eurokodi 7: Projektimi gjeoteknik i veprave ndërtimore;
- SSH EN 1998 së bashku me pjesët 1,2,3,4,5,6; - Eurokodi 8: Bazat e projektimit strukturor
- Kriteria projektimi e ndërtimi në zona sizmike (KTP 2-78).
- Kriteria projektimi. Klasifikimi i veprave ekonomike e shoqërore (KTP 3-78).
- Kriteria projektimi. Klasifikimi i dherave joshkëmbore që shërbejnë si bazament për veprat inxhinierike (KTP 5-78).
- Kriteria projektimi. Përcaktimi i ngarkesave në objektet shoqërore ekonomike (KTP 6-78).
- Kriteria projektimi. Përcaktimi i ngarkesës së erës (KTP 7-78).
- Kriteria projektimi. Përcaktimi i ngarkesës së borës (KTP 8-78).
- Kriteria projektimi. Llogaritja e mureve dhe themeleve me teorinë e gjendjes kufitare. (KTP 9-78).
- Kriteria projektimi për rrugët automobilistike (KTP 22-78).
- Kriteria projektimi për urat e tombinat prej betoni dhe beton armeje në rrugët automobilistike (KTP 23-78).
- Udhëzime teknike projektimi. Mbi përmbajtjen e projekteve sipas fazave të projektimit të veprave të ndërtimit.
- Simbolet në llogaritjen e konstruksioneve të ndërtimit.
- Standardet e "Paraqitjes grafike të projekteve dhe simbolet në Vizatimet e Ndërtimit".
- Metodika e përcaktimit soliditetit të dherave në shtypje njëboshtore.
- Udhëzuesi i studimeve gjeologo-inxhinierike për ura, viadukte mbikalime e nënkalime hekurudhore.
- Mbi ngarkesat dhe veprimet në rrugët automobilistike.
- Mbi-struktura dhe nën-struktura prej betoni dhe betoni të armuar të zakonshëm në veprat e artit rrugore dhe hekurudhore (përfshirë dhe çernierat).
- Konstruksione prej betoni dhe betoni të armuar në veprat hidroteknike me teorinë e gjendjes kufitare.
- Vlerësimi i agresivitetit të ujit natyror, nëntokësor dhe sipërfaqësor.

- Llogaritja e konstruksioneve prej betoni dhe betoni të armuar të zakonshëm në veprat ekonomike dhe shoqërore me teorinë e gjendjes kufitare.
- Llogaritja e konstruksioneve b/arme të paranderur në veprat ekonomike dhe shoqërore.
- Projektimi i veprave të artit, rrugore dhe hekurudhore prej betoni dhe beton armeje të zakonshme.
- Studime gjeologo-inxhinierike për projektimin e veprave ekonomike.
- Përcaktimi i vetive fizike të dherave me metoda laboratorike.
- Përcaktimi i vetive gjeoteknike të dherave presiometër.
- Kushte teknike projektimi të bazave e themeleve të objekteve inxhinierike me gjendjen kufitare.

3.2 Kushtet teknike të zbatimit

- Zbatim punimesh. Kushte të përgjithshme për zbatimin dhe marrjen në dorëzim të punimeve të ndërtim – montimit (KTZ 01-80).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve të gërmimit dhe të mbushjes në veprat industriale, qytetare dhe bujqësore (KTZ 2-78).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve të themeleve për makineritë (KTZ 3-76).
- Zbatim punimesh themele. Mure me tulla. Të dhëna ndërtimi (KTZ 5-79).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e strukturave prej betoni dhe beton/armeje në veprat hidroteknike (KTZ 7-81).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve të hidroizolimit në ndërtesat qytetare, industriale e bujqësore (KTZ 9-79).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e strukturave prej betoni dhe betonarmeje në veprat industriale, qytetare dhe bujqësore. Strukturat monolite (KTZ 10/1-78).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e strukturave prej betoni e betonarmeje në veprat industriale qytetare e bujqësore. Struktura të papërgatitura (KTZ 10/2-78).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve prej betoni dhe betonarmeje në veprat industriale, qytetare dhe bujqësore. Struktura të paranderura (KTZ 10/3-78).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve të karpenterisë dhe zdrukthëtarisë me dru në ndërtesat industriale, qytetare dhe bujqësore (KTZ 16-79). Rishikimi : 1985
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve për ndërtimin e dyshemeve në ndërtesat industriale, qytetare dhe bujqësore (KTZ 17-79). Rishikuar : 1985
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e skelave me tuba çeliku (KTZ 19-79). Rishikimi : 1985
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve të montimit të konstruksioneve metalike (KTZ 21-80).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve me pilota (KTZ 22-81).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve për përfundimin e rrjetit të jashtëm të ujësjellësve dhe kanalizimeve (KTZ 28-81).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve elektrike, pjesa e përgjithshme (KTZ 28-80).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve elektrike me përcjellës (KTZ 29-80).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve elektrike. Montimi i linjave kablllore (KTZ 30-80).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve elektrike, instalimet e tokëzimit (KTZ 31-80).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve elektrike (KTZ 32-80).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve të shtresave në rrugë, autostradë, etj. (KTZ 38-81)
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve me pilota UKS (KTZ 39-81).
- Kushte teknike të zbatimit të punimeve të montimit të pajisjeve elektrike në nënstacionet elektrike (KTZ 42-82).
- Kushte teknike të shmangieve të lejuara në ndërtim-montim (KTZ 49-89).

- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve për saldimin e çeliqueve inoksidabël në veprat industriale (KTZ 206-80).
- Zbatimi dhe marrja në dorëzim e punimeve të montimit të makinave metal punuese (KTZ 228-81).

3.3 Standardet e prodhimit të materialeve të ndërtimit

- SSH 543 : 1987 Tulla silikate të plota
- SSH 551 : 1987 Gurë gëlqerorë për muraturë
- SSH 2505 : 1987 Tulla të plota prej argjile
- SSH 2572 : 1987 Tulla argjili me veshë dhe tulla dekorative
- SSH 511 : 1987 Çimento
- SSH 562 : 1987 Betone hidroteknike. Klasifikime dhe kërkesat cilësore
- SSH 564 : 1987 Betone të zakonshëm. Kërkesat cilësore për materialet përbërëse
- SSH 571 : 1987 Betone të zakonshëm. Klasifikime dhe kërkesat cilësore
- SSH 104 : 1988 Panele të ndryshme betonarme, plinta betoni e b/arme për bujqësinë
- SSH 199 : 1988 Traversa dekovili të paranderura betonarme
- SSH 200 : 1988 Shtylla e kapele të zakonshme e të paranderura betonarme
- SSH 507 : 1988 Blloqe betoni
- SSH 535 : 1988 Penale betonarme me vrima të zakonshme
- SSH 545 : 1988 Shtylla të centrifuguara betonarme
- SSH 552 : 1988 Panele të mëdha të parapërgatitura betonarme për mure, dysHEME dhe elementë të tjerë
- SSH 553 : 1988 Prodhime të parapërgatitura betoni e betonarme të zakonshme e të paranderura. Kërkesat cilësore
- SSH 558 : 1988 Panele betonarme govate për mbulimin e ndërtesave industriale
- SSH 2765 : 1998 Kolona të parapërgatitura betonarme
- SSH 2766 : 1988 Trarë betonarme të parapërgatitura
- SSH 2769 : 1988 Pilota të parapërgatitura betonarme
- SSH 2851 : 1988 Soleta të paranderura betonarme
- SSH 2852 : 1998 Kapriata të paranderura betonarme
- SSH 2853 : 1988 Arkitrarë betonarme të parapërgatitura me dhe pa ngarkesë
- SSH 2859 : 1988 Panele të paranderura betonarme me 2 dhe 3 vrima
- SSH 3156 : 1988 Trarë me qeramikë të armuar
- SSH ENV 206 : 1997 Betoni, vetitë, prodhimi, përpunimi dhe kriteret e përshtatshmërisë
- SSH 501 : 1987 Çimento: Karakteristikat

3.4 Referencat që janë përdorur në projektimin dhe kontrollin e strukturës

Për llogaritjet dhe kontrollet strukturore u shfrytëzuan:

- Kushtet Teknike të Projektimit (KTP);
- Normat Evropiane të projektimit, familjet e Eurokodeve, duke u përqendruar tek pjesët ku zgjidhen dhe trajtohen çështjet e modelimit struktural, llogaritjes dhe kontrolleve.

Skematikisht, në figurën e mëposhtme, tregohet rendi sesi duhet të përdoren Eurokodet, mënyra sesi mund të nxirret dhe përdoret informacion prej tyre, si edhe radha e marrjes parasysh të rregullave të projektimit të veprave ndërtimore.

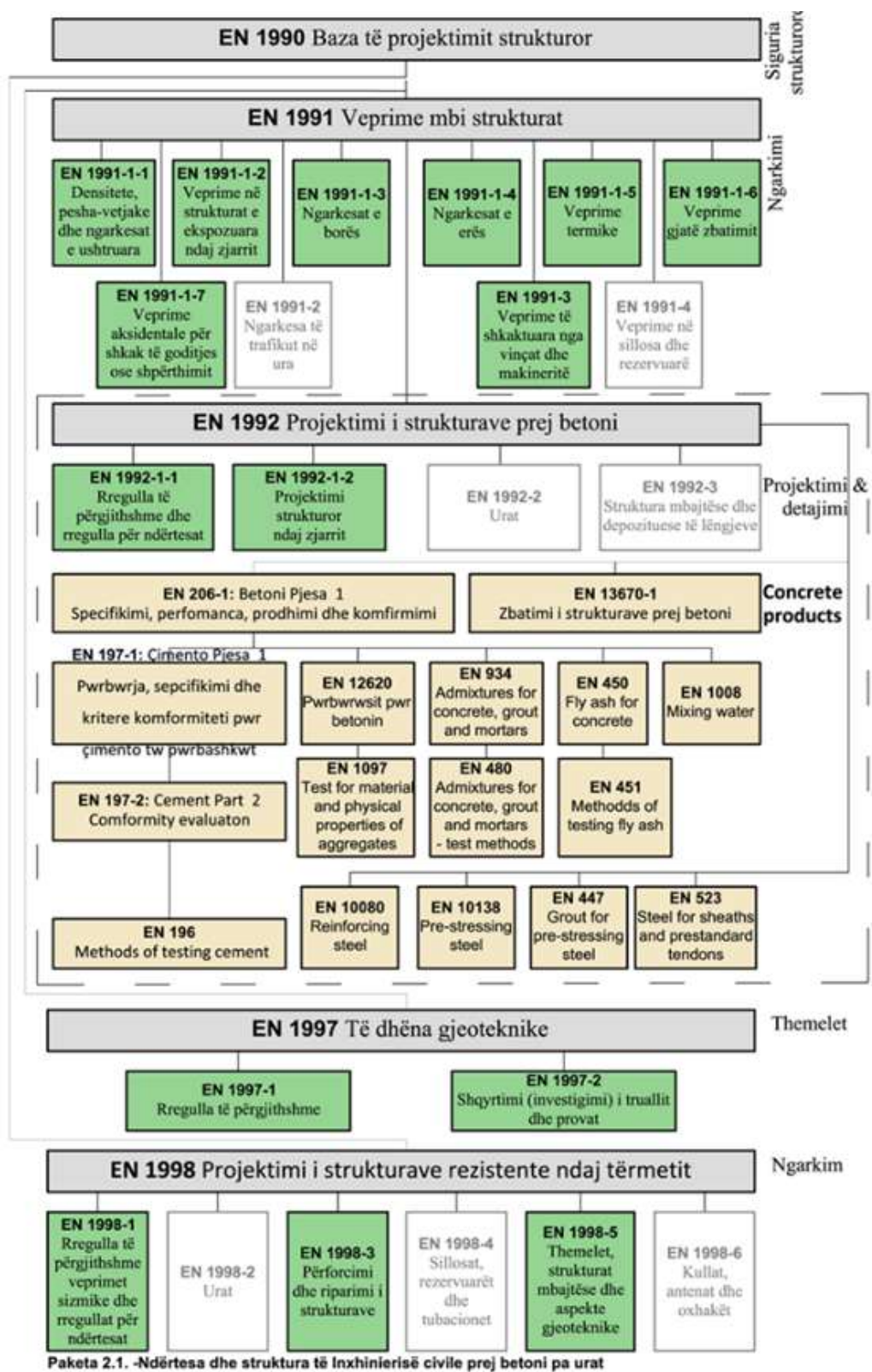


Fig. 3.1: Familja e Eurokodeve për projektimin e veprave ndërtimore

4 TË DHËNA PËR PROJEKTIMIN - STRUKTURAT E MBIKALIMIT

Përpara se të zhvillojmë detajet gjeometrike, materialet dhe kontrollet e tyre, vlen për tu theksuar që gjeometria e këtyre strukturave, është para-dimensionuar me përmasa që janë të pritshme për këto natyra strukturash dhe që janë propozuar në fazën e parë të projektit paraprak.

Këto struktura, janë pranuar të kenë të njëjtën gjeometri dhe dimensione. Ky pranim, është bazuar në numrin e njëjtë të trarëve që mbështeten në to, në tabanin e njëjtë që ato mbështeten, dhe si rrjedhojë ato janë të ngarkuara dhe të sforcuara njësoj. Kontrollat që vijnë shtjellojnë të gjitha hapat për të bërë verifikimet e nevojshme nëse themelet e tyre janë të mjaftueshme për të transmetuar me sukses ngarkesat në taban.

4.1 Para-dimensionimi - Gjeometria e mureve [ballnave]

4.2 M1, M2 dhe M3

Për shkak të ngarkesave të mëdha që pritet të shkarkohen në këto struktura, para-dimensionimi është konceptuar sipas formës së pritshme të ballnave të urave Gjeometria dhe dimensionet në plan dhe lartësi të kësaj strukture janë dhënë më poshtë:

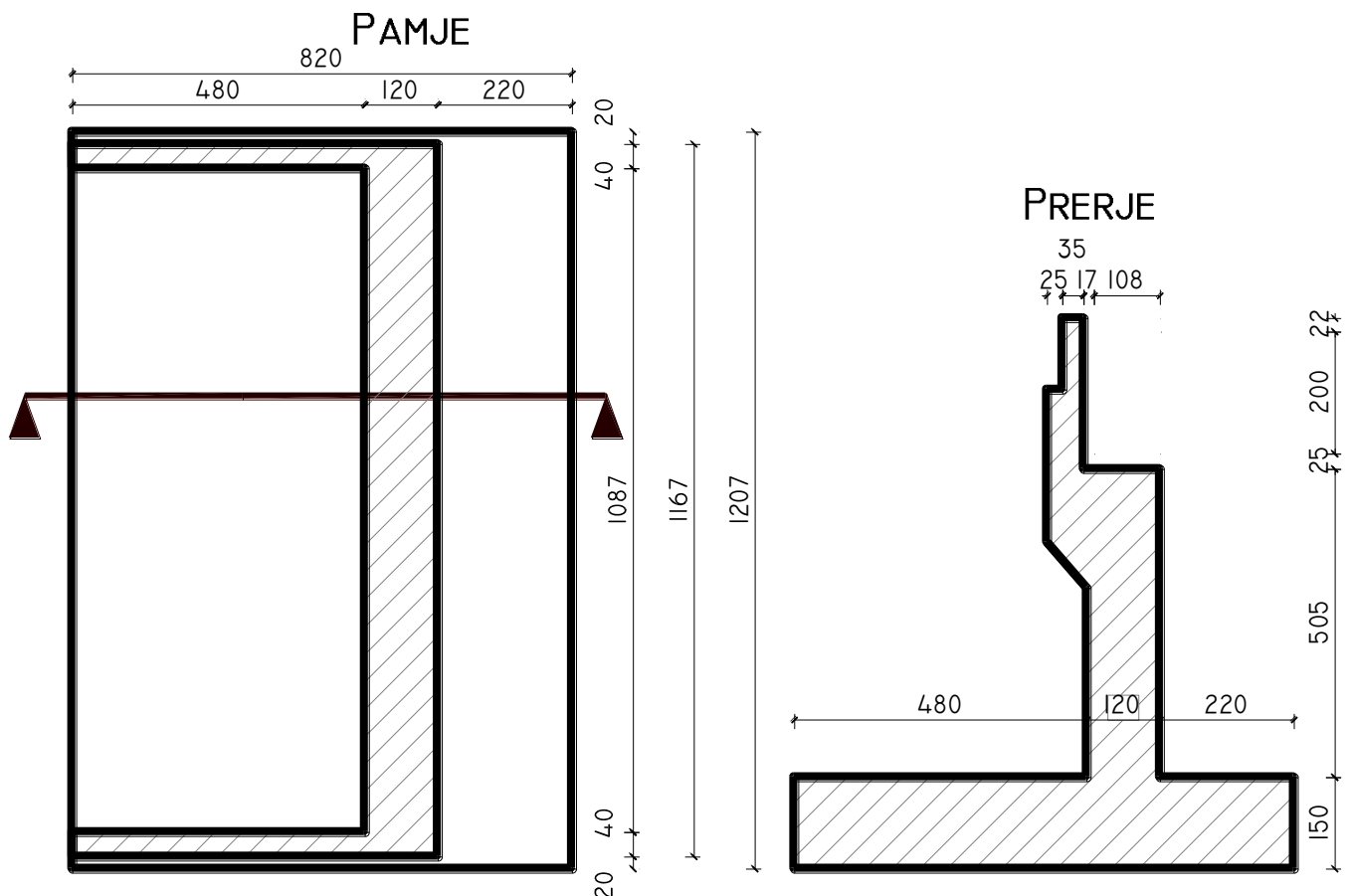


Fig. 4.1: Dimensionet në plan [majtas] dhe lartësi [djathtas] të strukturës

Për të dhënë një ide më të qartë se si mbështeten trarët e urës, më poshtë jepet figura për dimensionet e pamjes ballore të mureve të kësaj strukture.

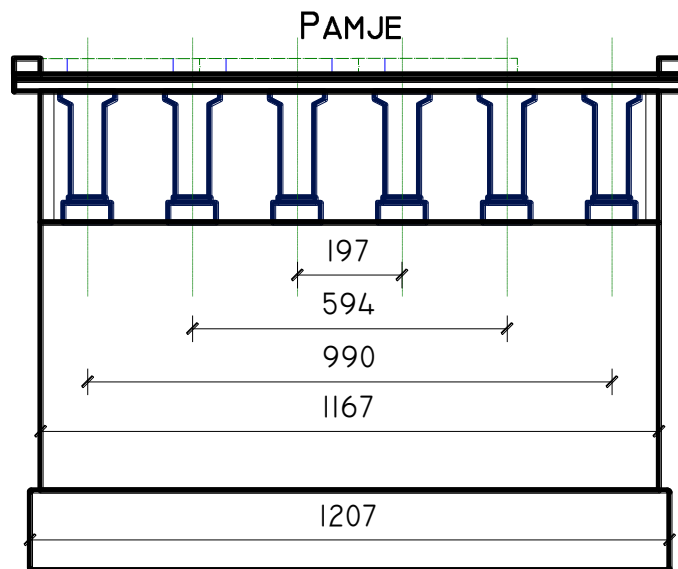


Fig. 4.2: Dimensionet në pamjen ballore të strukturës

4.2.1 Gjeometria e trarëve të mbikalimit

Për të përfunduar llogaritjet, kontrollin e qëndrueshmërisë të vetë kësaj strukture si edhe të themeleve të saj, ka qenë e nevojshme vënia në dispozicion e informacionit të nevojshëm mbi gjeometrinë e trarëve.

Sipërmarrësi, i referuar në pikën 1, ka vënë në dispozicion traun e përzgjedhur për t'u përdorur në këtë mbikalim. Vlen për t'u theksuar, se kontrolli, dimensionimi dhe konstruimi [apo armimi] i këtyre trarëve nuk bën pjesë tek dhe nuk është qëllimi i këtij Relacioni Teknik [ky dokument], dhe gjeometria e tyre është pranuar ashtu siç është vënë në dispozicion nga Sipërmarrësi. Gjeometria e traut që do përdoret, jepet më poshtë:

SEKSIONI TËRTHOR I TRAUT NË MBËSHTETJE

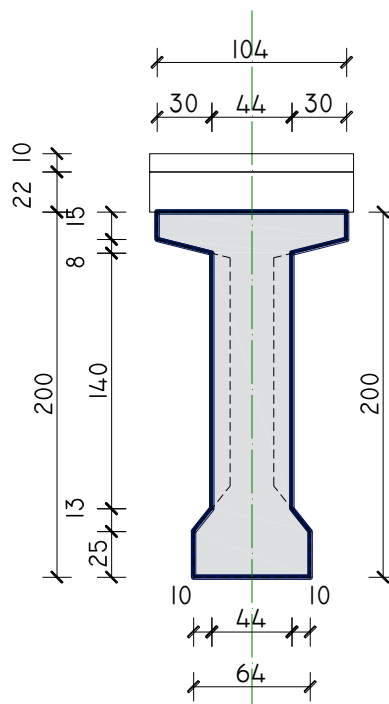


Fig. 4.3: Dimensionet tërthore të Traut [një nga seksionet] të zgjedhur për mbikalimin

4.3 Durueshmëria dhe jetëgjatësia e veprës

4.3.1 Durueshmëria

Një strukturë duhet të plotësojë kërkesat e shërbyeshmërisë, e rezistencës ndaj veprimeve si edhe atyre të qëndrueshmërisë përgjatë gjithë jetëgjatësisë së saj për të cilën është projektuar. Kërkesat për mbrojtjen e strukturës përcaktohen duke marrë parasysh përdorimin e synuar të saj, jetëgjatësinë e saj për të cilën është projektuar, por edhe natyrën e veprimeve kryesore që ushtrojnë ndikimin e tyre vazhdimisht mbi strukturë.

Një nga kërkesat themelore për mbrojtjen e strukturës, është mbrojtja e shufrave të hekurit të armimit apo elementëve prej çeliku ndaj gërryerjes. Plotësimi i kësaj kërkesë varet nga pesha volumore e betonit të përdorur, klasa e betonit, trashësia e shtresës mbrojtëse, madhësia maksimale e pranuar e plasaritjeve në beton. Në paragrafët e mëposhtëm, jepen të detajuara pranimet që janë bërë për kënaqur këto kërkesa.

4.3.2 Elementët mjedisorë që kanë ndikim në strukturë

Elementët mjedisorë që kanë ndikim në strukturë klasifikohen sipas Tabelës 4.1 të SSH EN 1992-1-1, e cila bazohet në EN 206-1. Sipas tabelës së sipërpërmendur, elementët e veprave të artit ky bëjnë pjesë edhe strukturat subjekt i këtij relacioni, në raport me ndikimin e fenomenit të gërryerjes i takojnë klasave:

- XC1 E thatë ose vazhdimisht e lagësht;
- XC2 E lagësht dhe rrallë herë e thatë, Betoni shpeshherë është në prani të ujit. Themele;
- XC4 E thatë dhe e lagësht në mënyrë ciklike: Sipërfaqe betoni që janë në prani të ujit, por që nuk bëjnë pjesë në klasën e ekspozimit XC2.

Gjithsesi, duke marrë parasysh veçoritë e trupave ujqorë përreth vendndodhjes aktuale të veprës, janë marrë parasysh edhe klasat e mëposhtme të ekspozimit, të cilat kanë të bëjnë me dëmtimet e mundshme të betonit.

- XA1 Mjedis kimik pak agresiv, sipas SSH EN 206-1, Tabela 2;
- XF1 Ngopje mesatare me ujë, pa agjentë kundër ngrirjes (ndikimi ngrirje/shkrirje).
- XF2 Ngopje mesatare me ujë, pa agjentë kundër ngrirjes (ndikimi ngrirje/shkrirje).

Sipas SSH EN 1992-1, 4.4.1.2(12): Në ato raste kur ciklet ngrirje/shkrirje ose mjedisi kimik pritet të ketë ndikim mbi betonin (klasat XF dhe XA), rekomandohet që t'i kushtohet vëmendje e veçantë recetës së betonit (shih SSH EN 206-1 Seksioni 6). Zakonisht, shtresa mbrojtëse në përputhje me rekomandimin e 4.4, është e mjaftueshme për situata të tilla projektuese.

Është detyrim i sipërmarrësit, që të bëjë analizat e ujërave nëntokësore si edhe të ajrit, për të vlerësuar përbërjen kimike të tyre. Mbi bazën e këtyre të dhënave, duhet të gjykohet mbi shkallën reale të aktivitetit kimik mbi strukturë dhe në përputhje me gjetjet e analizave kimike, duhet të shtohen në beton elementët kimik mbrojtës.

4.3.3 Jetëgjatësia e projektuar e veprës

Jetëgjatësia për të cilën duhet projektuar një vepër e kësaj natyre, është përcaktuar duke u bazuar në SSH EN 1990. Përkufizimi i saj shprehimisht është: "periudha gjatë së cilës pritet se një strukturë, ose pjesë të saj, përdoret për qëllimin e synuar, duke e kryer mirëmbajtjen e parashikuar, por pa pasur të domosdoshme riparime të mëdha". Jetëgjatësia për të cilën duhet projektuar një vepër duhet të zgjidhet

siç është e nevojshme në harmoni me veprimet e projektimit (p.sh. verimet sizmike), karakteristikat e materialeve (p.sh. lodhja e materialeve), zhvillimi e strategjisë së mirëmbajtjes, etj.

Bazuar në tabelën e mëposhtme, jetëgjatësia e pranuar e projektimit për strukturat në fjalë është 100 vjet.

Tabela 4.1: Vlerat orientuese të jetëgjatësisë së projektuar - Tab. 2.1 e SSH EN1990

Kategoritë e jetëgjatësisë së projektuar	Vlerat treguese të jetëgjatësisë (në vjet)	Shembuj kur zbatohet
1	10	Struktura të përkohshme
2	10 ÷ 25	Pjesë të zëvendësueshme të strukturave p.sh. trarë urash, mbështetjet e urave etj.
3	15 ÷ 30	Struktura bujqësore dhe struktura të ngjashme
4	50	Struktura banimi dhe struktura të tjera të zakonshme
5	100	Struktura monumentale, urat dhe struktura të tjera të inxhinierisë civile

4.3.4 Përcaktimi i klasës së betonit

Përcaktimi i duhur i klasës së betonit, dhe që të jetë sa më jetëgjatë, bëhet duke patur parasysh mbrojtjen e betonit nga agentët e ndryshëm të jashtëm si edhe mbrojtjen e hekurit të armimit apo elementëve të çelikut nga gërryerjet. Natyrisht kjo zgjedhje bëhet në harmoni edhe me recetën apo përbërjen e betonit. Për klasat e ekspozimit të treguara me lart, dhe në përputhje me Tabelën E.1N në SSH EN 1992.1.1, është përcaktuar klasa minimale e betonit siç tregohet më poshtë.

Tabela 4.2: Klasat e betonit sipas ndikimeve të jashtëme - Tab.E.1N e SSH EN 1992-1-1

Klasat e ekspozimit në përputhje me Tabelën 4.1										
Gërryerja										
	Gërryerje e shkaktuar nga karbonizimi				Gërryerje e shkaktuar nga kloruri			Gërryerje e shkaktuar nga kloruri i ujit të detit		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Klasa e betonit	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Dëmtimet në beton										
	Nuk ka rrezik		Ciklet Ngrirje/Shkrirje			Sulmi kimik				
	X0		XF1	XF2	XF3	XA1	XA2		XA3	
Klasa e betonit	C12/15		C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			35/45	

4.3.5 Shtresa mbrojtëse e hekurit të armimit

Shtresa mbrojtëse minimale duhet të përmbushë dy kërkesa:

1. lidhjen e hekurit të armimit me betonin;
2. durueshmërinë.

Shprehur sipas kërkesave të SSH EN1992-1-1:

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

ku: $c_{\min,b}$ shpreh kërkesën e lidhjes së hekurit të armimit me betonin, e cila jepet në Tab. 4.2 të SSH EN 1992-1-1 sipas shprehjes (në mm) $c_{\min,b} = : \max \{\Phi_{bl}; \text{agg}\}$.

Në rastin tonë, vlera e $c_{\min,b}$ është: 30 mm.

Ndërsa, $c_{\min,dur}$ sipas SSH EN1992-1-1, jepet në Tab. 4.4N, në varësi të:

- a) klasës së ekspozimit (Tab. 4.1);
- b) klasës strukturore (Tab. 4.3N).

Sipas zgjedhjeve të bëra më sipër, për Klasën Strukturore S5 dhe klasën e ekspozimit XC4, vlera e $c_{\min,dur}$ është 35mm.

Shtresa mbrojtëse projektuese, e cila është edhe vlera që raportohet dhe pasqyrohet në vizatime, si edhe përdoret në llogaritje, merret duke i shtuar vlerës minimale një devijim të mundshëm për shkak të defekteve të montimit në zbatim, duke garantuar që kjo vlerë minimale do të respektohet gjatë zbatimit.

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta_{c,\text{dev}}$$

ku: $\Delta_{c,\text{dev}} = 10\text{mm}$ (jepet si vlerë e rekomanduar në pikën 4.4.1.3 (1)P të SSH EN1992-1-1).

Përfundimisht në llogaritjet strukturore do përdoret:

- 1.** $c_{\text{nom}} = 40$ mm për mbistrukturën;
- 2.** $c_{\text{nom}} = 50$ mm për nënstrukturën.

4.4 Cilësia e materialeve të ndërtimit

4.4.1 Klasa e betonit

Bazuar në kërkesën për cilësi të lartë të materialeve, klasat e betonit të propozuara për t'u përdorur për një vepër ndërtimore të kësaj natyre, pra për nën-strukturat si edhe mbi strukturat e Mbikalimit [Nyja 4 - sipas referimit në Preventivin e kontratës], jepen në tabelën e mëposhtme. Gjithsesi në çdo rast, ashtu siç është edhe specifikuar në tabelë, klasat e betonit për çdo element strukturor do jetë sipas vizatimeve të Projektit të Zbatimit.

Tabela 4.3: Klasat e betonit që përdoren për nën-strukturat si edhe mbi strukturat e Mbikalimit [Nyja 4]

Emërtimi i klasës SSH EN1992-1-1	Elementi strukturor ku do përdoret	Shënime	Marka
C30/37	Çdo element i mbi-strukturës	Në çdo rast sipas vizatimeve	M370
C40/50	Trarët e parapërgatitur	Në çdo rast sipas vizatimeve	M500
C35/45	Pilat (këmbët e urës)	Në çdo rast sipas vizatimeve	M450
C30/37	Themelet e pilave	Në çdo rast sipas vizatimeve	M370
C30/37	Balli i urës	Në çdo rast sipas vizatimeve	M370
C30/37	Soletat	Në çdo rast sipas vizatimeve	M370
C25/30	Pilotata	Në çdo rast sipas vizatimeve	M300
C30/37	Muret mbajtëse	Në çdo rast sipas vizatimeve	M370

Më poshtë jepen në mënyrë tabelore karakteristikat fiziko-mekanike të klasave të ndryshme të betonit sipas SSH EN1992-1-1.

Tabela 4.4: Klasat e betonit që do përdoren për strukturat M1, M2 dhe M3

Klasa	$f_{ck,cilindrike}$ (MPa)	$f_{ck,cube}$ (MPa)	γ_c	$f_{cd,cilindrike}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	ϵ_{c1} (‰)	ϵ_{cu2} (‰)	γ (kN/m ³)	E_{cm} (GPa)
C25/30	25	30	1.5	16.67	33	2.6	2.1	3.5	25	31
C30/37	30	37	1.5	20	38	2.9	2.2	3.5	25	33
C35/45	35	45	1.5	23.33	43	3.2	2.25	3.5	25	34
C40/50	40	50	4.5	26.67	48	3.5	2.3	3.5	25	35

4.4.2 Lakoret sforcim-deformim për klasën e betonit C25/30 sipas SSH EN1992-1-1

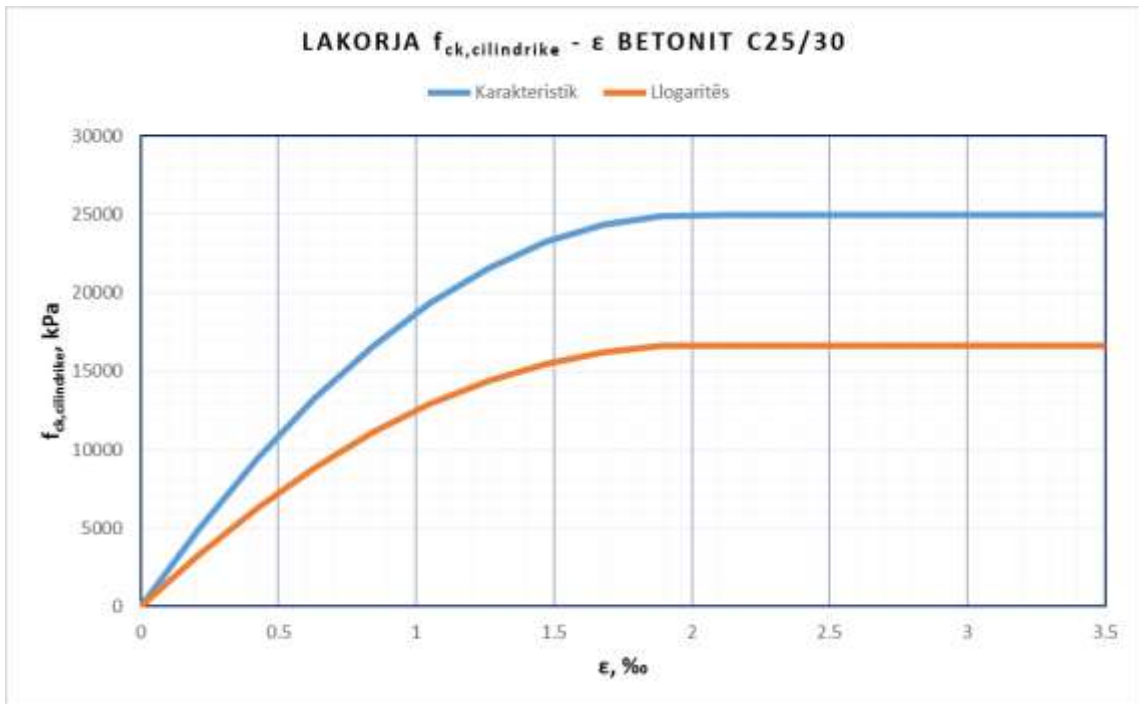


Fig. 4.4: Lakorja sforcim-deformim, C25/30

4.4.3 Lakoret sforcim-deformim për klasën e betonit C30/37 sipas SSH EN1992-1-1

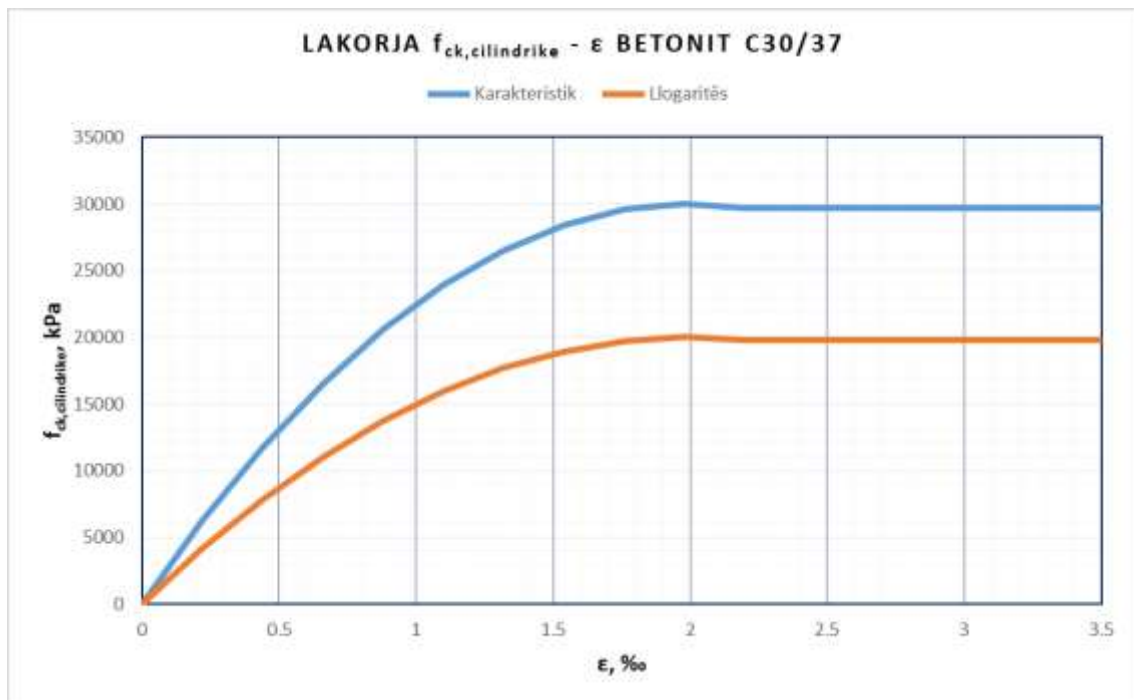


Fig. 4.5: Lakorja sforcim-deformim, C30/37

4.4.4 Lakoret sforcim-deformim për klasën e betonit C35/45 sipas SSH EN1992-1-1

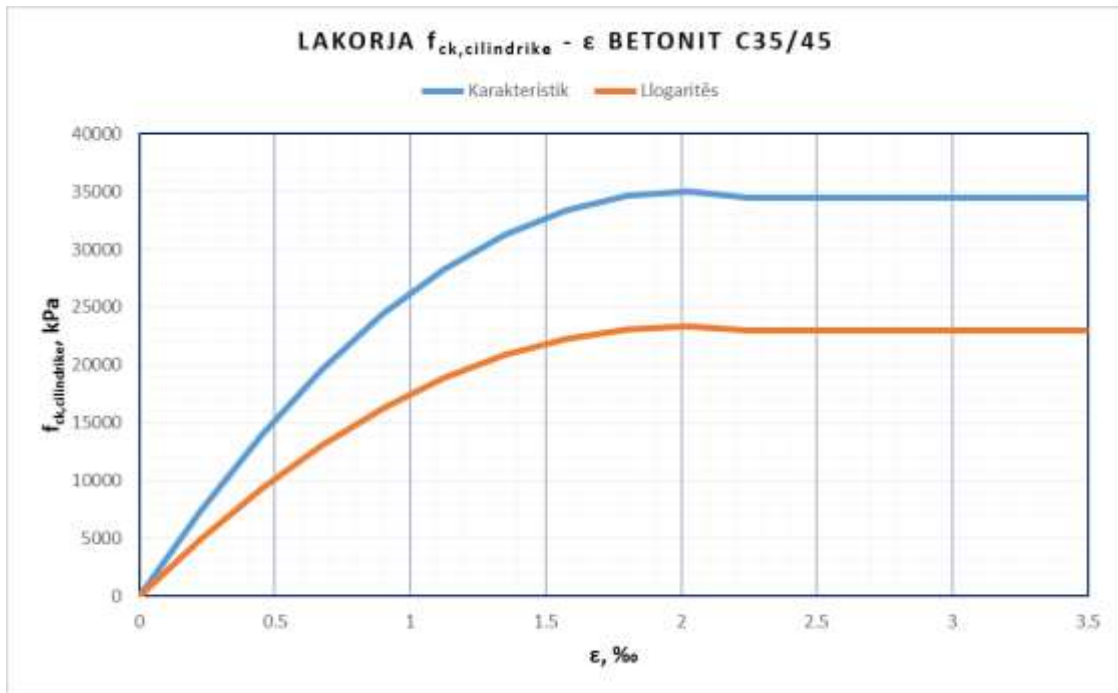


Fig. 4.6: Lakorja sforcim-deformim, C35/45

4.4.5 Lakoret sforcim-deformim për klasën e betonit C40/50 sipas SSH EN1992-1-1

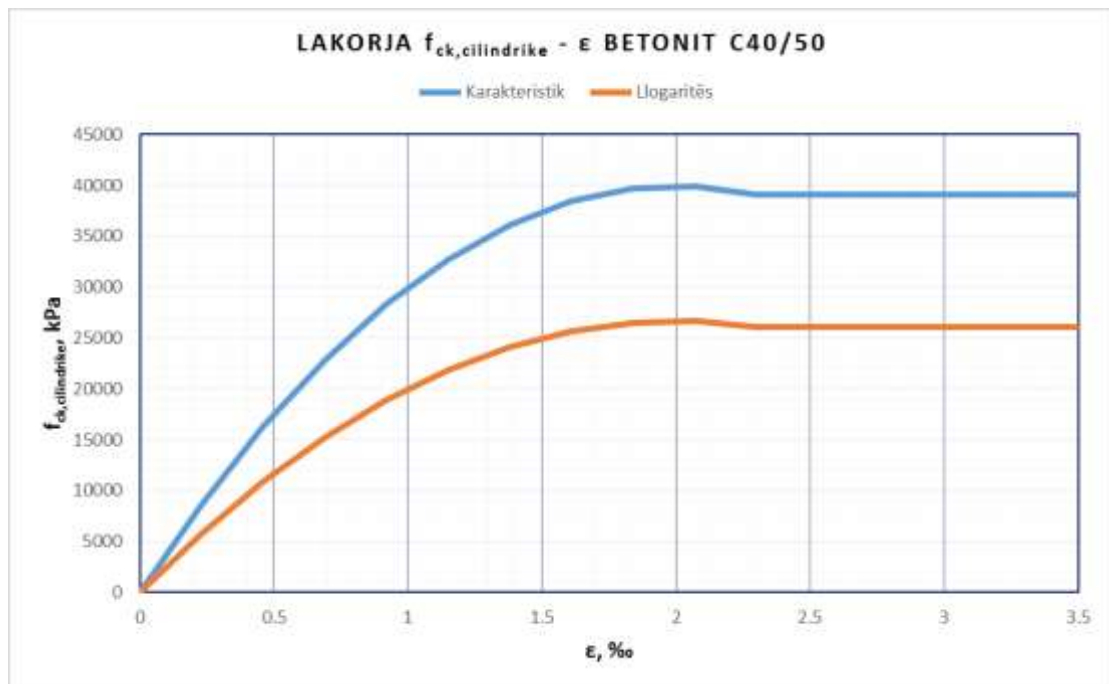


Fig. 4.7: Lakorja sforcim-deformim, C40/50

4.4.6 Klasa e hekurit të armimit

Bazuar në kërkesën për cilësi të lartë të materialeve, klasa e hekurit (periodik) të armimit të propozuar për t'u përdorur për një vepër ndërtimore të kësaj natyre, pra strukturat e Mbikalimit, është zgjedhur të ketë aftësi të lartë të plasticitetit (duktiliteti) jepet në tabelën e mëposhtme.

Tabela 4.5: Klasat e hekurit të armimit që do përdoret për strukturat e Mbikalimit, Nyja 4

Emërtimi i klasës SSH EN1992-1-1	Elementi strukturor ku do përdoret
B500C	Çdo element i strukturës

Më poshtë jepen në mënyrë tabelore karakteristikat fiziko-mekanike të hekurit të armimit sipas SSH EN1992-1-1.

Tabela 4.6: Klasat e hekurit të armimit që do përdoret për strukturat Mbikalimit, Nyja 4

Klasa	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	γ_s	ϵ_{uk} (%)	$k=(f_t/f_y)_k$	γ (kN/m ³)	E_s (GPa)
B500C	500	434.78	1.15	7.5	3.5	78.5	200

4.4.7 Lakoret sforcim-deformim për hekurin B500C sipas SSH EN1992-1-1



Fig. 4.8: Lakorja sforcim-deformim, B500C

4.5 Natyrat e veprimeve mbi strukturë

Bazuar në SSH EN1991-1, veprimet mbi strukturë, sipas ndryshimit të madhësisë së tyre në funksion të kohës i klasifikojmë, si më poshtë:

- Veprime të përhershme (G), p.sh. peshat vetjake të strukturave, të pajisjeve të fiksuara dhe shtresave rrugore, veprime jo të drejtpërdrejta të shkaktuara nga tkurrja e betonit dhe cedimet jo të njëtrajtshme;
- Veprime të ndryshueshme (Q), p.sh. ngarkesat e ushtruara në mbi-strukturë apo në trarë;
- Veprimet e erës ose ngarkesat e dëborës;
- Veprime aksidentale (A), p.sh. veprimet sizmike, shpërthimet ose goditjet nga automjetet.

4.5.1 Veprimet mbi strukturë prej trafikut

Këto veprime janë përkufizuar në pjesë të ndryshme të Eurokodit 1 (SSH EN1991), por jepen në mënyrë të përmbledhur si:

- TS: Ngarkesa e trafikut (TS, në anglisht - Tandem System) së bashku me ngarkesën shpërndarë në mënyrë të njëtrajtshme (UDL, në anglisht - Uniformly Distributed Load) të trafikut. Këto dy ngarkesa përbëjnë modelin 1 të ngarkimit prej trafikut LM1 [SSH EN1991-2];
- q_{fk} ngarkesa uniforme në trotuar [SSH EN1991-2];
- g_{ri} grupi i ngarkimit "i", ky grupim jep përcaktimin e qartë të kombinimeve të ndryshme të modeleve të ngarkesës për të përfutur veprimin e njëkohshëm të tyre në strukturat [SSH EN1991-2];
- F_w Veprimi prej erës. F_w^* përfaqëson veprimin e erës në trafik dhe F_{wk} veprimin e erës në mungesë të trafiku [SSH EN1991-4];
- T Veprimi në strukturë prej temperaturës;
- Q_{Snrk} Veprimi prej borës [SSH EN1991-4];
- A_d Veprimet aksidentale;
- A_{Ed} Veprimet sizmike;
- P një simbol i përgjithshëm, që përfaqëson paranderjen si një vlerë të mundshme ose si vlerë karakteristike;

4.5.2 Faktorët ψ për urat rrugore

Veprimet (F) normalisht veprojnë të kombinuara, ose me vlerat karakteristike ose me vlera të tjera përfaqësuese që vinë si rezultat i zvogëlimit të vlerave karakteristike pas shumëzimit me faktorët e reduktimit të duhur ψ :

- ψ_0 për rastin kur duhet përdorur madhësia e një vlere kombinimi;
- ψ_1 për rastin kur duhet përdorur madhësia e një vlere të shpeshtë;
- ψ_2 për rastin kur duhet përdorur madhësia e një vlere pothuajse të përhershme.

Faktorët ψ_0 , ψ_1 dhe ψ_2 për urat e autostradës jepen në tabelën A2.1 të shtojcës A2 të SSH EN1990 dhe janë treguar në tabelën e mëposhtme:

Tabela 4.7: Faktorët e reduktimit ψ , sipas tabelës A2.1 të shtojcës A2 të SSH EN1990

Veprimi	Simboli	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Veprimet prej trafikut	gr1a	TS			
		UDL			
		Trotuar + Korsi biçikletash			
		grlb1 me një aks	0.00	0.75	0.00
		gr2 veprim horizontal	0.00	0.00	0.00
		gr3 veprime prej trafikut këmbësor	0.00	0.00	0.00
		gr4 veprimet prej turmës	0.00	0.75	0.00
		gr5 veprimet nga mjet i veçantë	0.00	0.00	0.00
Veprimet prej erës	F_{wk}	veprim i vazhdueshëm (gjatë shërbyeshmërisë)	0.60	0.20	0.00
		veprim kalimtar (gjatë zbatimit)	0.80	-	0.00
		F_w^*	1.00	-	0.00
Veprimet prej temperaturës	T_k	0.60	0.60	0.50	
Veprimet prej borës	$Q_{Sn,k}$ (gjatë zbatimit)	0.80	-	0.00	
Veprimet prej punimeve të zbatimit	Q_c	1.00	-	1.00	

4.6 Ngarkesat e trafikut - shpërndarja tërthore sipas seksionit të urës

4.6.1 Modelet e ngarkimit sipas SSH EN1992-2:2003

Modeli i ngarkimit LM1

Ky model ngarkimi parashikon ngarkimin e korsive, siç është treguar edhe më poshtë, me sistemin TS dhe UDL

Modeli i ngarkimit LM2

Ky model ngarkimi parashikon një aks të vetëm, i aplikuar në pozicione të veçanta i cili mbulon efektet dinamike të trafikut normal në elementë strukturorë me hapësira të vogla. Kjo skemë përdoret për verifikime gjysmë – lokale dhe lokale.

Modeli i ngarkimit LM3

Ky model ngarkimi parashikon një grup ngarkesash aksiale që përfaqësojnë mjetet e veçanta që mund të udhëtojnë në rrugë që lejojnë të kalojnë këto ngarkesa. Kjo skemë përdoret për verifikime të përgjithshme dhe lokale.

Në raste të veçanta dhe kur është e rëndësishme, modelet e mjeteve të kontrollit duhet të përcaktohen dhe të merren parasysh. Përcaktimi i këtij modeli të veçantë ngarkimi, duhet të hartohet dhe përcaktohet në Aneksin Kombëtar. Në mungesë të tij, dhe bazuar në rekomandimet e shumë autorëve, është zgjedhur mjeti i veçantë SV900.

Modeli i ngarkimit LM4

Ky model ngarkimi parashikon ato raste kur turma masive njerëzish kalojnë mbi urë. Ngarkesa e turmës së njerëzve (grumbullime të mëdha), shërben vetëm për verifikime të përgjithshme.

Sipas rekomandimeve të SSH EN1992-2:2003, do merren parasysh modelet e ngarkimit LM1, LM3 dhe LM4.

4.6.2 Llogaritja e koeficientit të shpërndarjes tërthore

Për të gjetur pozicionin më të pafavorshëm të ngarkimit të urës, llogariten ordinatat për secilin pozicion të modelit të ngarkimit, LM, duke përdorur formulat e hartuara për llogaritjen e koeficientit të shpërndarjes tërthore.

Siç jepet edhe në figurën e mëposhtme, meqenëse trarët e urës lidhen në drejtimin tërthor me diafragma, si metodë llogaritjeje e koeficientit të shpërndarjes tërthore është pranuar sipas metodës së shtypjes jashtëqendrore. Më poshtë jepen të dhënat dhe llogaritjet e kryera, si edhe skema e ngarkimit të projektimit, sipas korsive të projektimit.

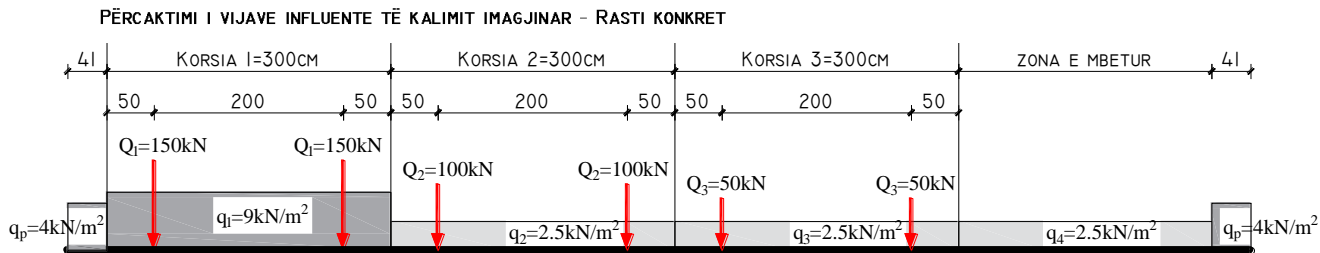


Fig. 4.9: Ngarkimi i korsive sipas SSH EN1991-2:2003, LM1

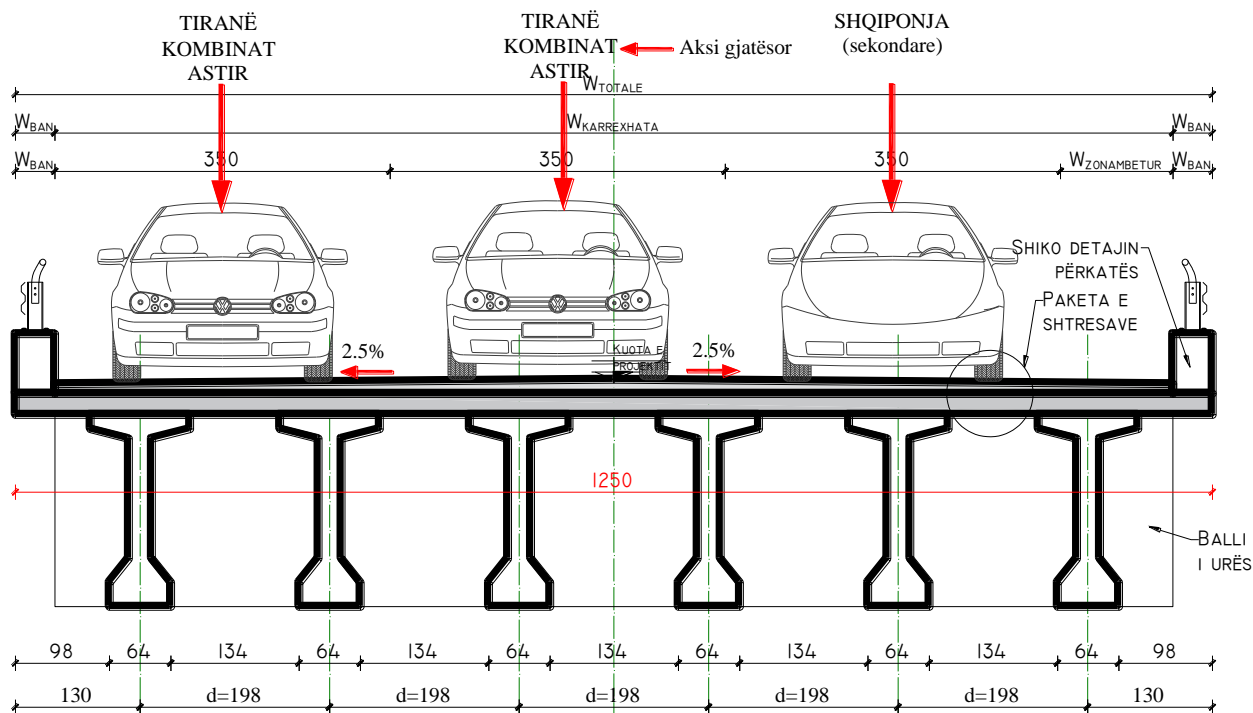


Fig. 4.10: Skema e qarkullimit të korsive, ura që lidh M3 - U3,U4

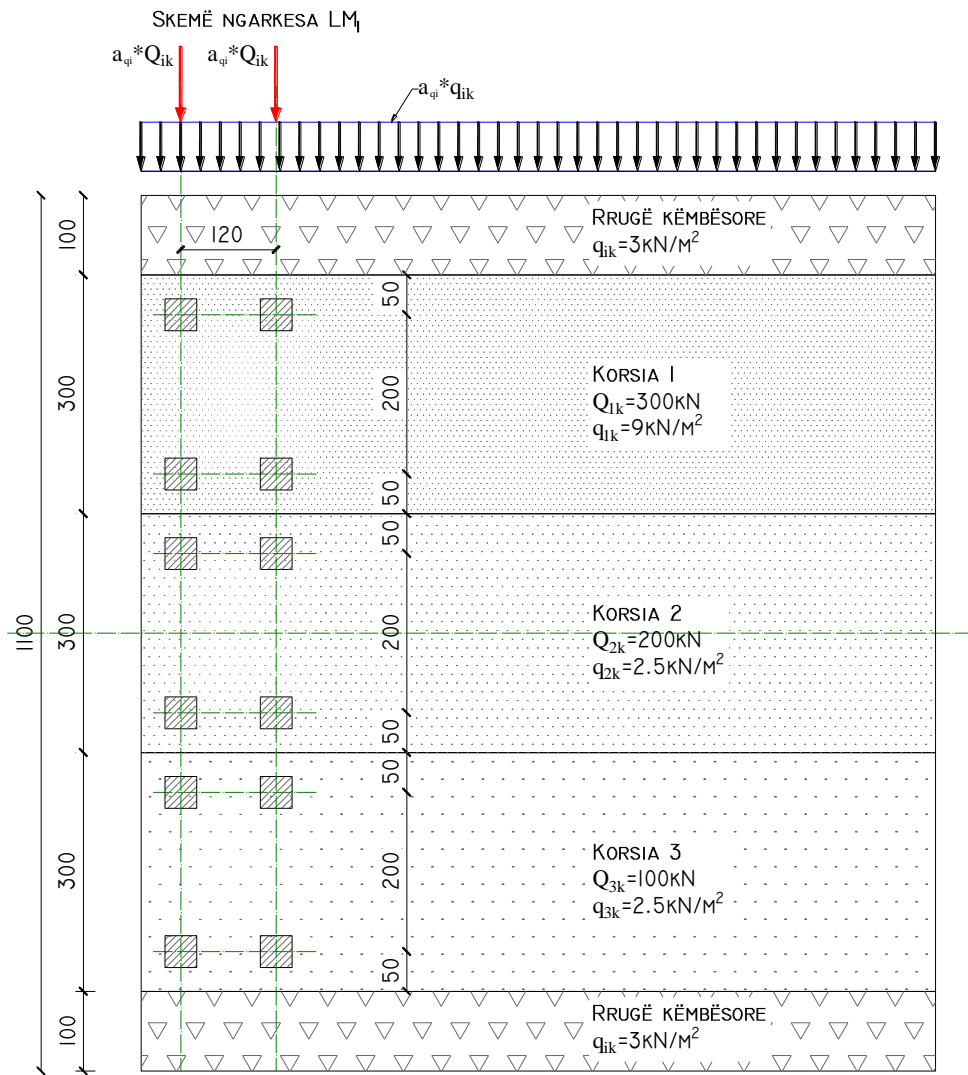


Fig. 4.11: Ngarkimi i korsive sipas SSH EN1991-2:2003, LM1

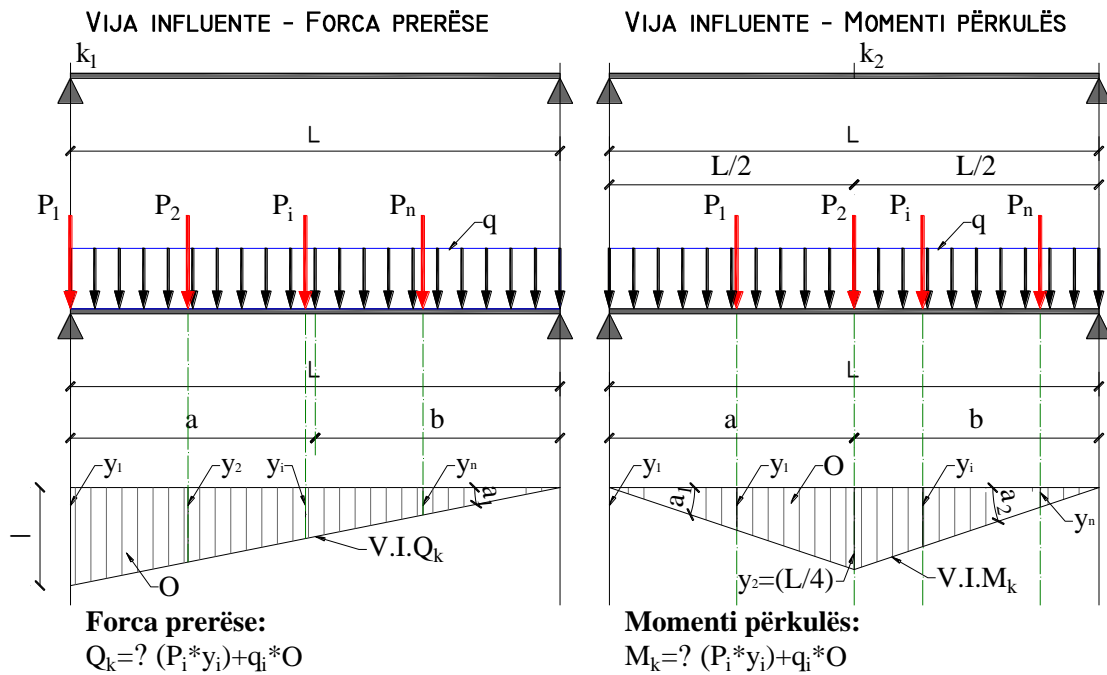


Fig. 4.12: Vijat influente, Força prerëse, Momentet, sipas gjatësisë së trarëve

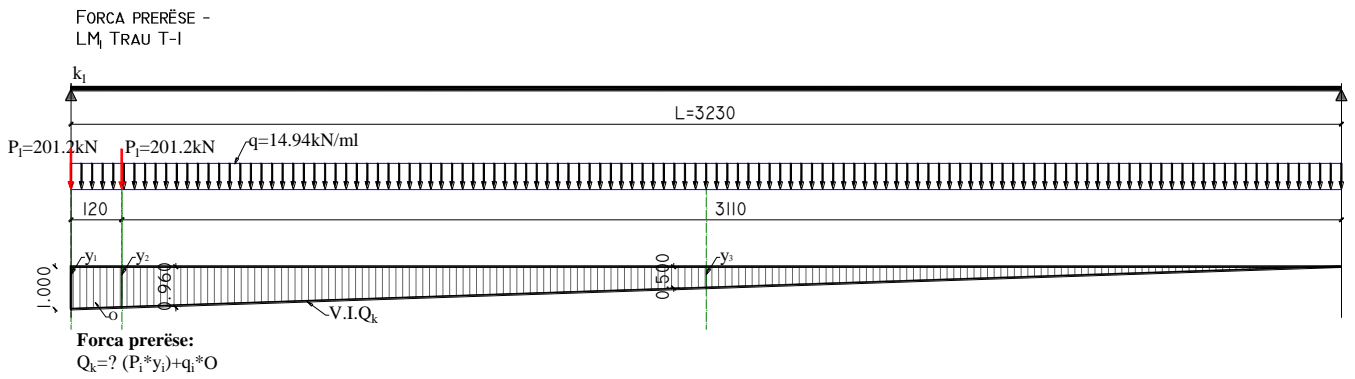
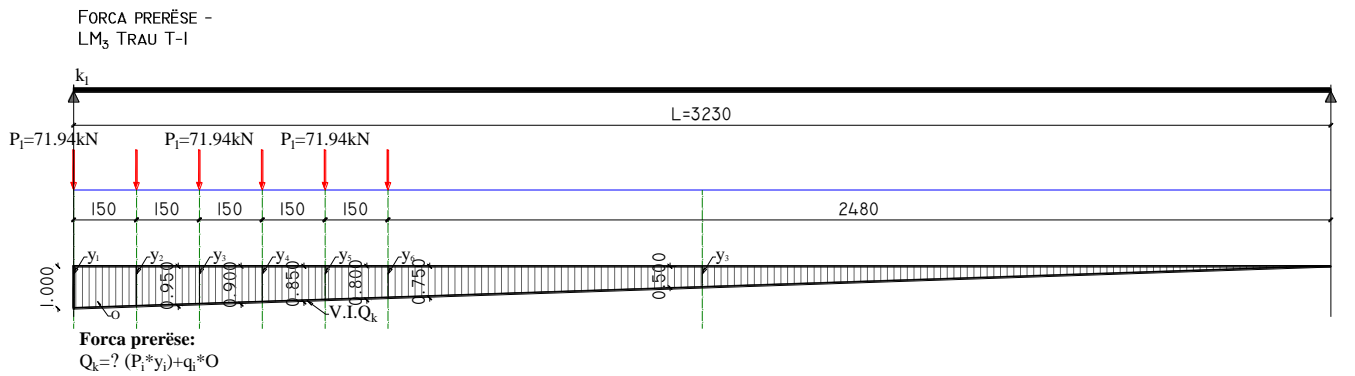


Fig. 4.13: Vijat influente, Forca prerëse, Momentet, sipas gjatësisë së trarëve



Më poshtë jepet në mënyrë tabelore edhe grafike, llogaritja e vlerave përfundimtare, për secilin Tra, për secilin model ngarkimi.

Skemë ngarkimi - LM₁
Trau T-1

Përcaktojmë ordinatën e vijës influente:

y₁ (+) 0.5236 m
y₁ (-) -0.1903 m

$$y_1 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

$$y_2 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1 \cdot a_2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

Ndërtojmë vijën influente, ku ordinatat do të jenë:

Nr.	Y
T-1	0.5236
T-2	0.3808
T-3	0.2381
T-3'	0.0953
T-2'	0.0474
T-1'	-0.1902

Gjejmë distancën "x" ku grafiku bëhet 0:

x=8.5607 m ku: tgα₁= 0.072144

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për:

Ngarkesat pikësore

Nr.	Forca Pi	Forca Pi (kN)	Ordinata Yi	Σ(pi*yi)	K.Sh.T	P _{T,LM1}
1	P ₁ =150kN	150	0.5518	82.77	1.34	201.20
2	P ₁ =150kN	150	0.4075	61.13		0.00
3	P ₂ =100kN	100	0.3353	33.53		0.00
4	P ₂ =100kN	100	0.1910	19.10		0.00
5	P ₃ =50kN	50	0.1189	5.95		0.00
6	P ₃ =50kN	50	-0.0254	-1.27		0.00
Σ				201.20		

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM₁ (TS) do të jetë:

η	1.34
----------	-------------

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për:

Ngarkesat uniformisht të shpërndara

N.q.s. e marrim me ordinatë:

Nr.	UDL	Ordinata Yi	Produkti	K.Sh.T	P _{T,LM1}
1	27	0.4796	12.95	0.55	7.16
2	7.5	0.2632	1.97		
3	5.375	0.0775	0.42		
4	2.125	-0.0309	-0.07		
5	7.5	-0.1579	-0.34		
Σ			14.94		

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM₁ do të jetë:

η	0.55
----------	-------------

Ngarkesa që vepron tek trau T-1 nga LM₁ (P_{T1,LM1})

TS		UDL		LM ₁
P _{T,LM1}	Ordinata Y _i	q _i	Ω	Totale
201.20	1.00	14.94	15.00	618.43
201.20	0.96			

Q_k = 618.43 kN Ngarkesa që vepron te trau T-1 nga LM₁ (P_{T1,LM1})

VIJA INFLUENTE PËR TRAU T-1
SKEMË NGARKIMI LMI

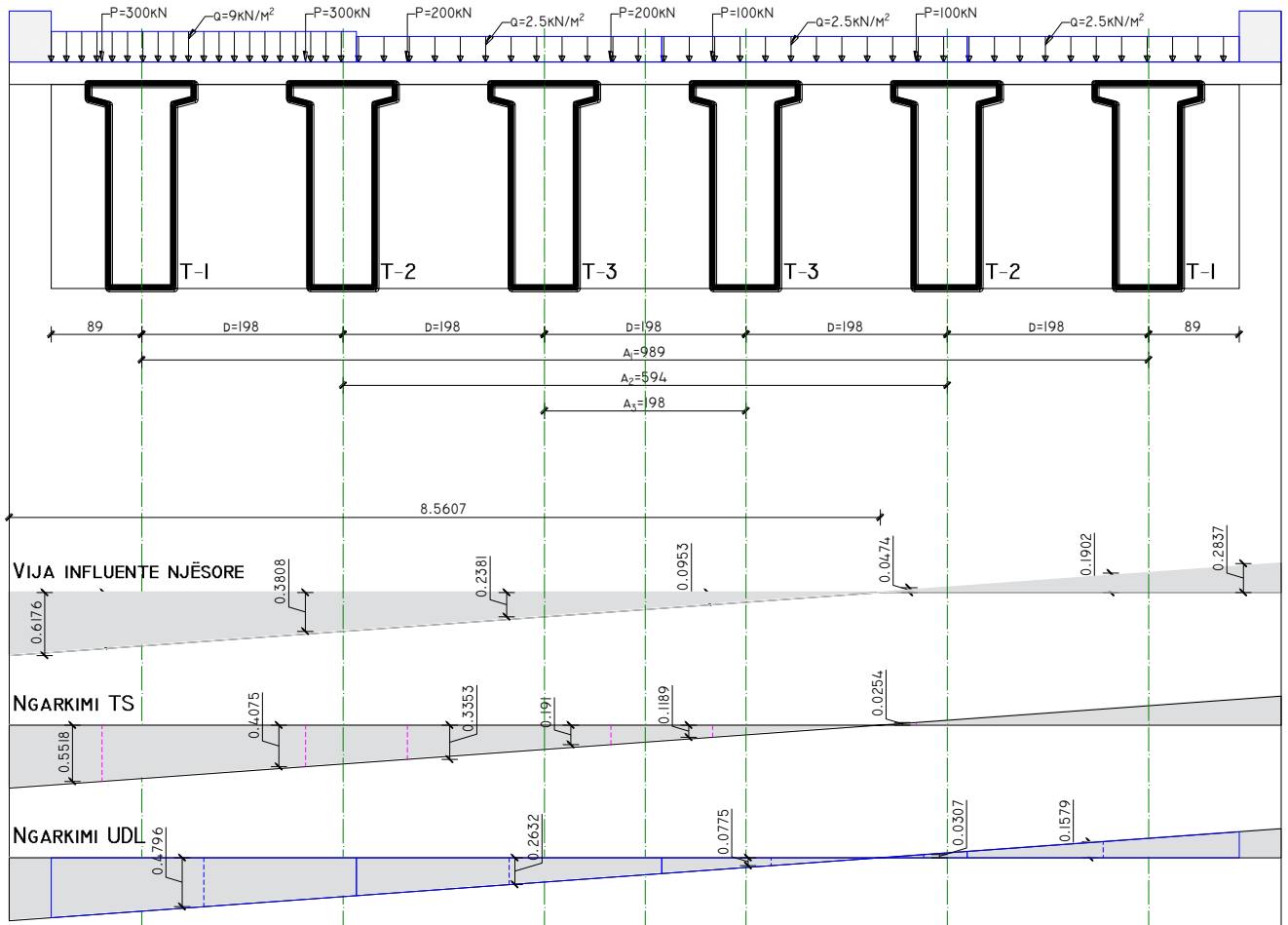


Fig. 4.14: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit LM1, Trau T-1

Skemë ngarkimi - LM₁
Trau T-2

Përcaktojmë ordinatën e vijës influente:

y₂ (+) 0.38104512 m
y₂ (-) -0.0477118 m

$$y_1 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

$$y_2 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1 \cdot a_2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

Ndërtojmë vijën influente, ku ordinatat do të jenë:

Nr.	Y
T-1	0.524
T-2	0.381
T-3	0.2381
T-3'	0.0952
T-2'	0.0477
T-1'	0.1906

Gjejmë distancën "x" ku grafiku bëhet 0:

x=8.5577 m ku: tgα₁= 0.072227

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për:

Ngarkesat pikësore

Nr.	Forca Pi	Forca Pi (kN)	Ordinata Yi	Σ(pi*yi)	K.Sh.T	P _{T,LM1}
1	P ₁ =150kN	150	0.5521	82.8150	1.3419	201.28
2	P ₁ =150kN	150	0.4077	61.1550		0
3	P ₂ =100kN	100	0.3355	33.5500		0
4	P ₂ =100kN	100	0.1910	19.1000		0
5	P ₃ =50kN	50	0.1188	5.9400		0
6	P ₃ =50kN	50	-0.0256	-1.2800		0
				Σ 201.2800		

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM₁ (TS) do të jetë:

η 1.3419

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për:

Ngarkesat uniformisht të shpërndara

N.q.s. e marrim me ordinatë:

Nr.	UDL	Ordinata Yi	Produkti	K.Sh.T	P _{T,LM1}
1	27	0.4799	12.9573	0.5536	7.172753
2	7.5	0.2633	1.9748		0
3	5.375	0.0775	0.4166		0
4	2.125	-0.0310	-0.0659		0
5	7.5	-0.1583	-0.3364		0
			Σ 14.95		

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM₁ do të jetë:

η 0.5536

Ngarkesa që vepron te trau T-2 nga LM₁ (PT₂,LM₁)

TS		UDL		LM ₁
P _{T,LM1}	Ordinata Yi	q _i	Ω	Totale
201.28	1.00	14.95	15.00	618.70
201.28	0.96			

Q_k = 618.70 kN **Ngarkesa që vepron tek trau T-2 nga LM₁ (P_{T2,LM1})**

VIJA INFLUENTE PËR TRAU T-2

SKEMË NGARKIMI LMI

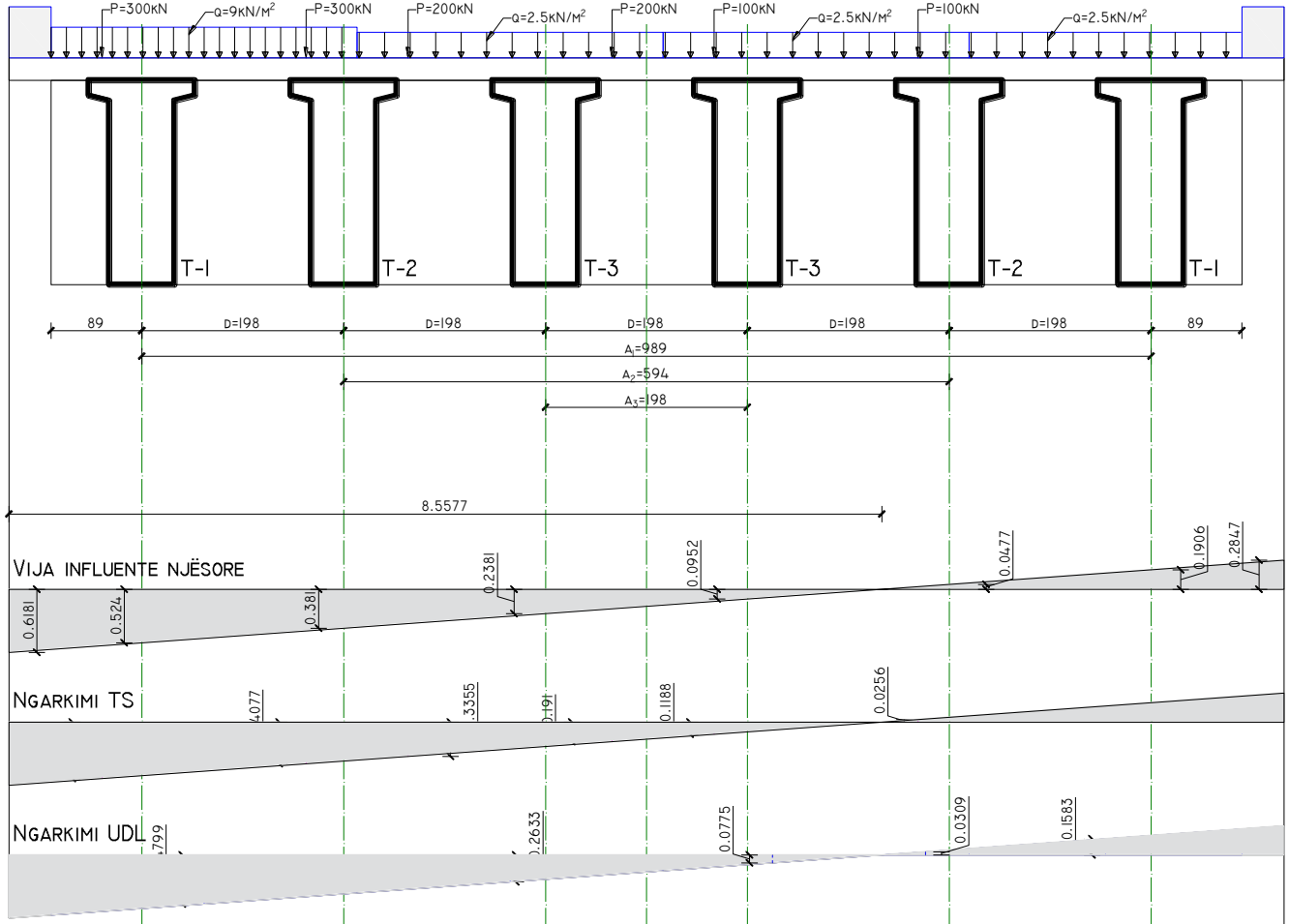


Fig. 4.15: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit LM1, Trau T-2

Skemë ngarkimi - LM3 (SV900)

Trau T-1

Përcaktojmë ordinatën e vijës influente:

$$y_1 (+) \quad 0.52360319 \quad \text{m}$$

$$y_1 (-) \quad -0.1902699 \quad \text{m}$$

$$y_1 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

$$y_2 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1 \cdot a_2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

Ndërtojmë vijën influente, ku ordinatat do të jenë:

Nr.	Y
T-1	0.5236
T-2	0.3808
T-3	0.2381
T-3'	0.0953
T-2'	0.0474
T-1'	0.1902

Gjejmë distancën "x" ku grafiku bëhet 0:

$$x = 8.5607 \text{ m}$$

$$\text{ku: } \text{tg}\alpha_1 = 0.072144$$

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për:

Ngarkesat pikësore

Nr.	Forca Pi	Forca Pi (kN)	Ordinata Yi	$\sum(p_i \cdot y_i)$	K.Sh.T	$P_{T,LM1}$
1	$P_1=75\text{kN}$	75	0.5337	40.0275	0.9592	71.94
2	$P_1=75\text{kN}$	75	0.4255	31.9125		0
				$\Sigma \quad 71.9400$		

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM₃ (SV900) do të jetë:

η	0.9592
--------	---------------

Ngarkesa që vepron te trau T-1 nga LM₃ ($P_{T1,LM3}$)

TS		LM ₃
$P_{T,LM1}$	Ordinata Yi	Totale
71.94	1.00	377.69
71.94	0.95	
71.94	0.90	
71.94	0.85	
71.94	0.80	
71.94	0.75	

$$Q_k = 377.69 \quad \text{kN}$$

Ngarkesa që vepron tek trau T-1 nga LM₃ ($P_{T1,LM3}$)

VIJA INFLUENTE PËR TRAU T-1
 SKEMË NGARKIMI LM3

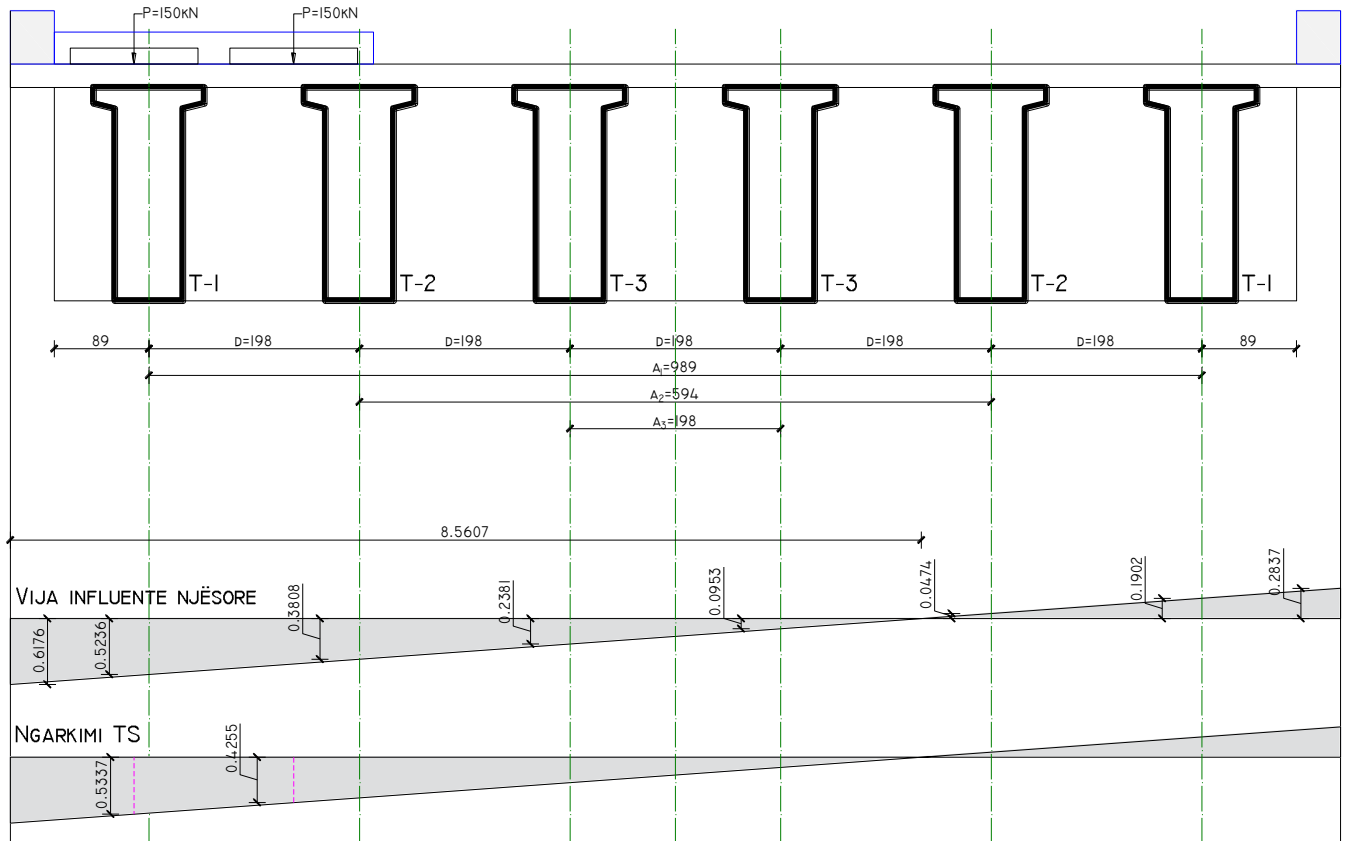


Fig. 4.16: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit LM3, Trau T-1

Skemë ngarkimi - LM3 (SV900)
Trau T-2

Përcaktojmë ordinatën e vijës influente:

$y_2 (+) = 0.38104512 \text{ m}$
 $y_2 (-) = -0.0477118 \text{ m}$

$$y_1 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

$$y_2 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1 \cdot a_2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

Ndërtojmë vijën influente, ku ordinatat do të jenë:

Nr.	Y
T-1	0.524
T-2	0.381
T-3	0.2381
T-3'	0.0952
T-2'	0.0477
T-1'	0.1906

Gjejmë distancën "x" ku grafiku bëhet 0:

$x = 8.5577 \text{ m}$ ku: $\text{tg}\alpha_1 = 0.072227$

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për:

Ngarkesat pikësore

Nr.	Forca Pi	Forca Pi (kN)	Ordinata Yi	$\sum(p_i \cdot y_i)$	K.Sh.T	$P_{T2,LM1}$
1	$P_1 = 75 \text{ kN}$	75	0.5341	40.0575	0.9599	71.9925
2	$P_1 = 75 \text{ kN}$	75	0.4258	31.9350		0
$\Sigma \quad 71.9925$						

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM₃ (SV900) do të jetë:

η	0.9599
--------------------------	---------------

Ngarkesa që vepron te trau T-2 nga LM₃ ($P_{T2,LM3}$)

TS		LM ₃
$P_{T,LM1}$	Ordinata Yi	Totale
71.99	1.00	377.96
71.99	0.95	
71.99	0.90	
71.99	0.85	
71.99	0.80	
71.99	0.75	

$Q_k = 377.96 \text{ kN}$

Ngarkesa që vepron tek trau T-2 nga LM₃ ($P_{T2,LM3}$)

VIJA INFLUENTE PËR TRAU T-2
 SKEMË NGARKIMI LM3

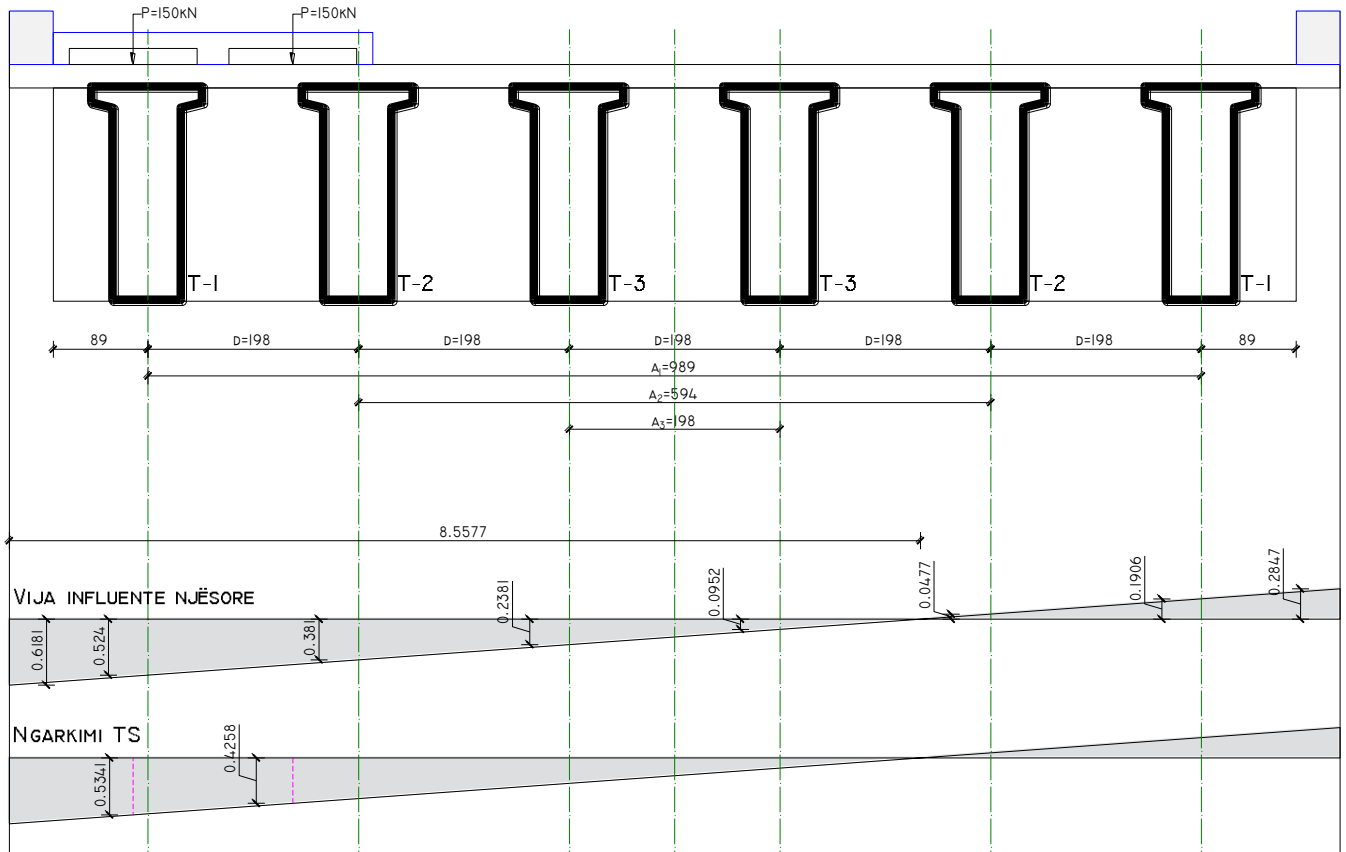


Fig. 4.17: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit LM3, Trau T-2

Skemë ngarkimi - LM₄
Trau T-1

Përcaktojmë ordinatën e vijës influente:

y₁ (+) 0.52360319 m
y₁ (-) -0.1902699 m

$$y_1 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

$$y_2 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1 \cdot a_2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

Ndërtojmë vijën influente, ku ordinatat do të jenë:

Nr.	Y
T-1	0.5236
T-2	0.3808
T-3	0.2381
T-3'	0.0953
T-2'	0.0474
T-1'	0.1902

Gjejmë distancën "x" ku grafiku bëhet 0:

x=8.5607 m ku: tgα₁= 0.072144

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për:

Ngarkesat uniformisht të shpërndara

N.q.s. e marrim me ordinatë:

Nr.	UDL	Ordinata Yi	Produkti	K.Sh.T	P _{T,LM1}
1	40.75	0.2939	11.97643	0.2388	2.86004
2	17.65	-0.1272	-2.24508		0
Σ			9.7313		

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM₄ do të jetë:

η	0.2388
----------	---------------

Ngarkesa që vepron te trau T-1 nga LM₄ (P_{T1,LM4})

UDL		LM ₄
q _i	Ω	Totale
9.73	15.00	145.97

Q_k= 145.97

kN

Ngarkesa që vepron te trau T-1 nga LM₄ (P_{T1,LM4})

VIJA INFLUENTE PËR TRAUN T-1
SKEMË NGARKIMI LM4

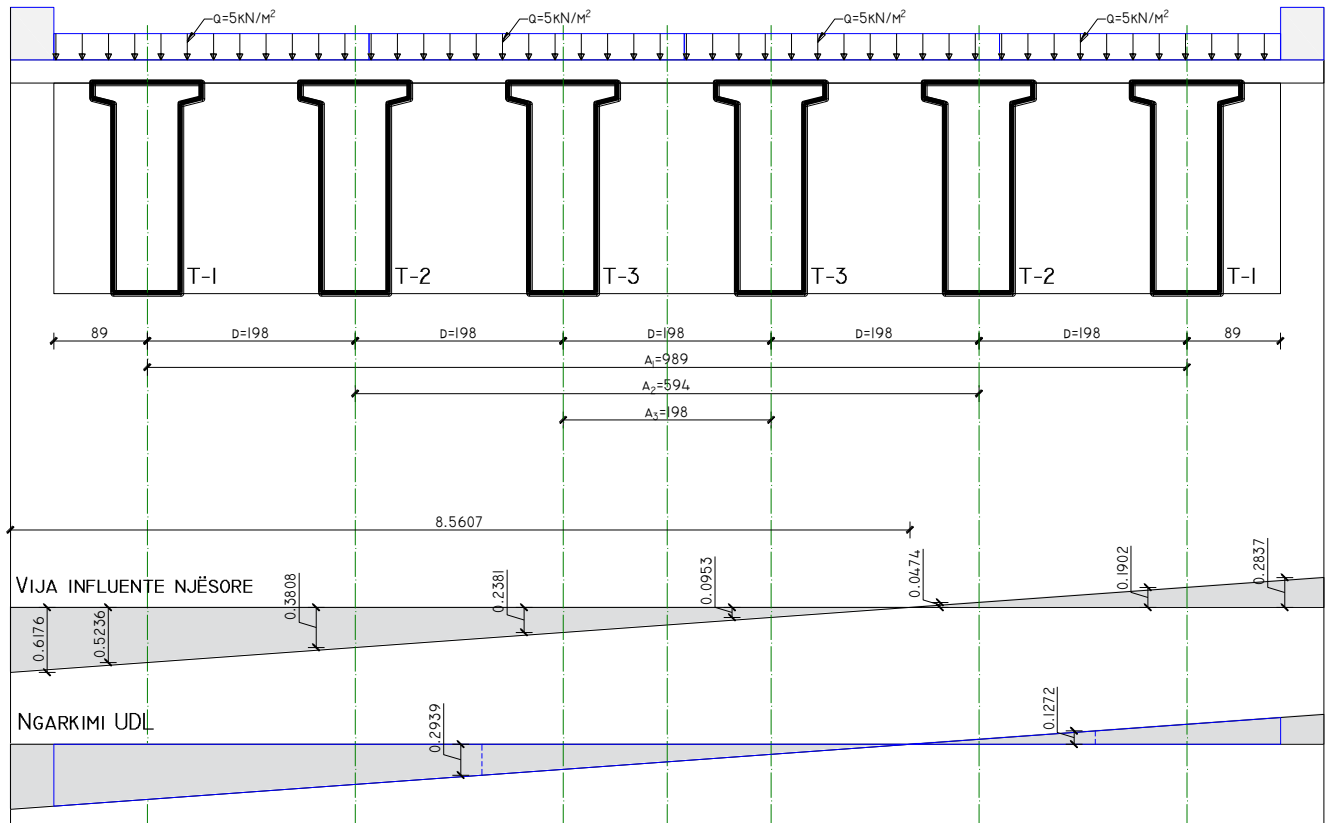


Fig. 4.18: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit LM4, Trau T-1

Skemë ngarkimi - LM₄
Trau T-2

Përcaktojmë ordinatën e vijës influente:

$y_2 (+)$ 0.38104512 m
 $y_2 (-)$ -0.0477118 m

$$y_1 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

$$y_2 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1 \cdot a_2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

Ndërtojmë vijën influente, ku ordinatat do të jenë:

Nr.	Y
T-1	0.524
T-2	0.381
T-3	0.2381
T-3'	0.0952
T-2'	0.0477
T-1'	0.1906

Gjejmë distancën "x" ku grafiku bëhet 0:

$x=8.5577$ m ku: $tg\alpha_1= 0.072227$

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për: Ngarkesat uniformisht të shpërndara

N.q.s. e marrim me ordinatë:

Nr.	UDL	Ordinata Yi	Produkti	K.Sh.T	P _{T2,LM1}
1	40.75	0.2941	11.98458	0.3493	4.1865
2	17.65	0.1275	2.250375		0
Σ			14.2350		

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për LM₄ do të jetë:

η	0.3493
----------	---------------

Ngarkesa që vepron te trau T-2 nga LM₄ (P_{T2,LM4})

UDL		LM ₄
q _i	Ω	Totale
14.23	15.00	213.52

Q_k= 213.52

kN

Ngarkesa që vepron te trau T-2 nga LM₄ (P_{T2,LM4})

VIJA INFLUENTE PËR TRAU T-2
 SKEMË NGARKIMI LM4

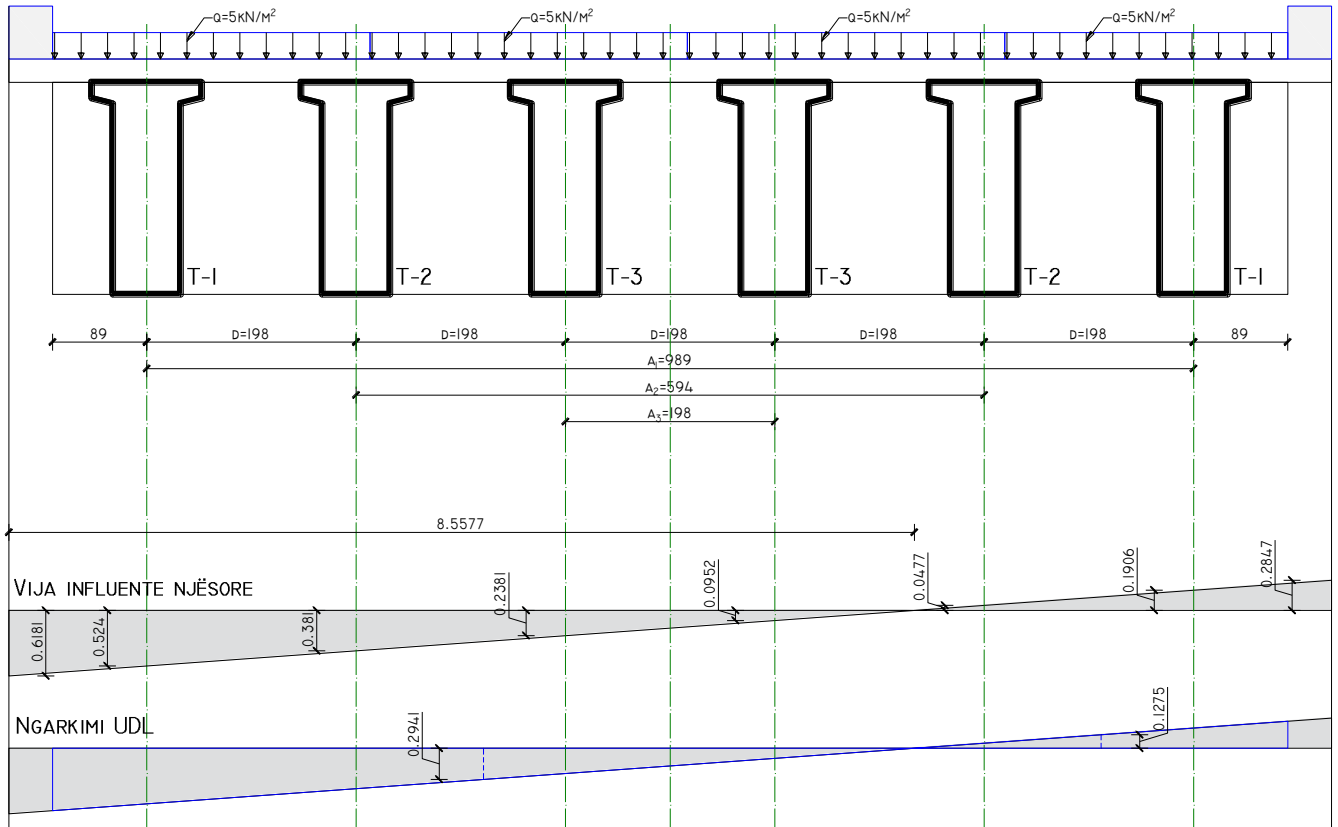


Fig. 4.19: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit LM4, Trau T-2

Skemë ngarkimi - Grupi 5
Trau T-1

Përcaktojmë ordinatën e vijës influente:

$y_1 (+)$ 0.52360319 m
 $y_1 (-)$ -0.1902699 m

$$y_1 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

$$y_2 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1 \cdot a_2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

Ndërtojmë vijën influente, ku ordinatat do të jenë:

Nr.	Y
T-1	0.5236
T-2	0.3808
T-3	0.2381
T-3'	0.0953
T-2'	0.0474
T-1'	0.1902

Gjejmë distancën "x" ku grafiku bëhet 0:

$x=8.5607$ m ku: $tg\alpha_1 = 0.072144$

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për: Ngarkesat pikësore

Nr.	Forca Pi	Forca Pi (kN)	Ordinata Yi	$\sum(p_i \cdot y_i)$	K.Sh.T	$P_{T1,LM1}$
1	P1=75kN	75	0.5337	40.03	1.72	129.25
2	P1=75kN	75	0.4255	31.91		0.00
3	P2=100kN	100	0.3353	33.53		0.00
4	P2=100kN	100	0.1910	19.10		0.00
5	P3=50kN	50	0.1189	5.95		0.00
6	P3=50kN	50	-0.0254	-1.27		0.00
Σ				129.25		

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për Grupin 5 do të jetë:

η	1.72
--------	------

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për: Ngarkesat uniformisht të shpërndara

N.q.s. e marrim me ordinatë.:

Nr.	UDL	Ordinata Yi	Produkti	K.Sh.T	$P_{T,LM1}$
1					
2	7.5	0.26	1.97	1.99	3.93
3	5.375	0.08	0.42		0.00
4	2.125	-0.03	-0.07		0.00
5	7.5	-0.16	-0.34		0.00
Σ			1.99		

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për Grupin 5 do të jetë:

η	1.99
--------	------

Ngarkesa që vepron te trau T-1 nga Grupin 5

TS	UDL	Grupi 5
-----------	------------	----------------

LOT 3 - UNAZA, TIRANË: Relacioni Teknik - Kontrolli i themeleve për strukturat

$P_{T,LM1}$	Ordinata Y_i	q_i	Ω	Totale
129.25	1.00	1.99	15.00	283.16
129.25	0.96			

$Q_k = 283.16$ kN Ngarkesa që vepron te trau T-1 nga Grupin 5

VIJA INFLUENTE PËR TRAU T-1
SKEMË NGARKIMI GRUPI 5

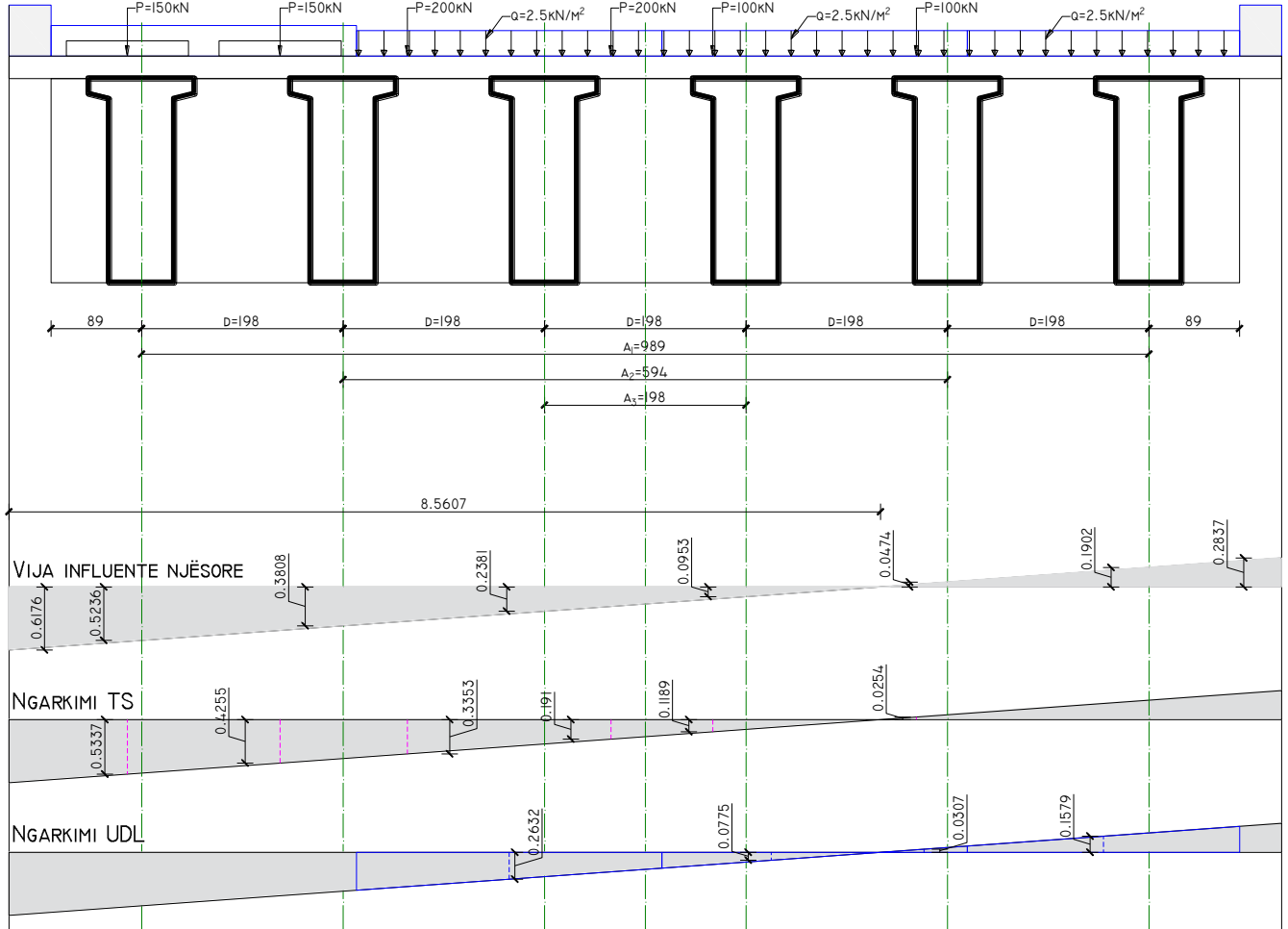


Fig. 4.20: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit nga Grupi 5, Trau T-1

Skemë ngarkimi - Grupi 5
Trau T-2

Përcaktojmë ordinatën e vijës influente:

$y_2 (+)$ 0.38104512 m
 $y_2 (-)$ -0.0477118 m

$$y_1 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

$$y_2 = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1 \cdot a_2}{2 \cdot \sum a_i^2}$$

Ndërtojmë vijën influente, ku ordinatat do të jenë:

Nr.	Y
T-1	0.524
T-2	0.381
T-3	0.2381
T-3'	0.0952
T-2'	0.0477
T-1'	0.1906

Gjejmë distancën "x" ku grafiku bëhet 0:

$x=8.5577$ m ku: $tg\alpha_1=$ 0.072227

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për:

Ngarkesat pikësore

Nr.	Forca Pi	Forca Pi (kN)	Ordinata Yi	$\sum(p_i \cdot y_i)$	K.Sh.T	$P_{T,LM1}$
1	P1=75kN	75	0.5341	40.0575	1.7240	129.3025
2	P1=75kN	75	0.4258	31.9350		0
3	P2=100kN	100	0.3355	33.5500		0
4	P2=100kN	100	0.1910	19.1000		0
5	P3=50kN	50	0.1188	5.9400		0
6	P3=50kN	50	-0.0256	-1.2800		0
Σ				129.3025		

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për Grupin 5 do të jetë:

η **1.7240**

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për:

Ngarkesat uniformisht të shpërndara

N.q.s. e marrim me ordinatë.:

Nr.	UDL	Ordinata Yi	Produkti	K.Sh.T	$P_{T,LM1}$
1	7.5	0.2633	1.97	1.99	3.94
2	5.375	0.0775	0.42		0.00
3	2.125	-0.031	-0.07		0.00
4	7.5	-0.1583	-0.34		0.00
Σ			1.99		

Koeficienti i shpërndarjes tërthore për Grupin 5 do të jetë:

η **1.99**

VIJA INFLUENTE PËR TRAUN T-2
SKEMË NGARKIMI GRUPI 5

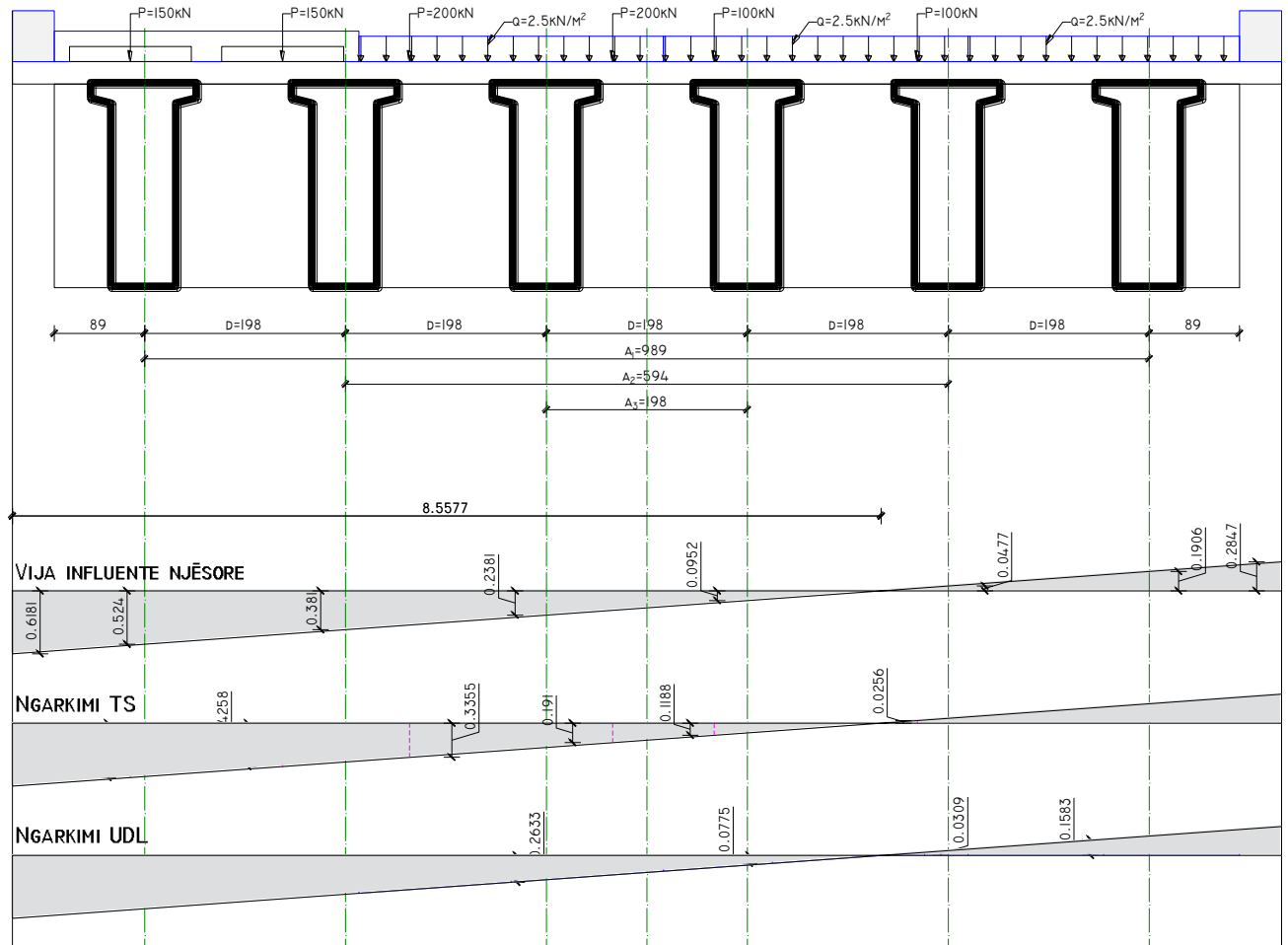


Fig. 4.21: Vija influente, shpërndarja tërthore, modeli ngarkimit nga Grupi 5, Trau T-2

Më poshtë jepet në mënyrë të përmblodhur, vlerësimet përfundimtare të veprimeve prej modeleve të ngarkimit si edhe prej Grupeve të ngarkimit.

LOT 3 - UNAZA, TIRANË: Relacioni Teknik - Kontrolli i themeleve për strukturat

Ngarkesat nga trafiku											
Trau T-1											
EN 1991.2.2003 - Tabela 4.4a - Vlerësim i i grupit të ngarkesave të trafikut (Vlerat karakteristike)											
Tipi i Ngarkesës		Karrexhate						Trotuare	Q _{vk,max}	Q _{xk,max}	
		Forcat vertikale				Forcat Horizontale					
Referenca		4.3.2	4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)		
Sistemi i Ngarkesave		LM1 - TS	LM1 - UDL	LM2	LM3 - TS	LM4 - UDL	Fr./Shp.	Centrifugale	UDL		
Grupi i Ngarkesave	gr1a	618.43								TS	618.43
	gr1b										0.00
	gr2	0								UDL	0.00
	gr3										0.00
	gr4					145.97					145.97
	gr5	283.16			377.69						660.85
									Ngarkesa	kN	661.00
Trau T-2											
EN 1991.2.2003 - Tabela 4.4a - Vlerësim i i grupit të ngarkesave të trafikut (Vlerat karakteristike)											
Tipi i Ngarkesës		Karrexhate						Trotuare	Q _{vk,max}	Q _{xk,max}	
		Forcat vertikale				Forcat Horizontale					
Referenca		4.3.2	4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)		
Sistemi i Ngarkesave		LM1 - TS	LM1 - UDL	LM2	LM3 - TS	LM4 - UDL	Fr./Shp.	Centrifugale	UDL		
Grupi i Ngarkesave	gr1a	618.70								TS	618.70
	gr1b										0.00
	gr2	0								UDL	0.00
	gr3										0.00
	gr4					213.52					213.52
	gr5	283.27			377.96						661.23

Tabela 4.8: Ngarkesat prej trafikut, tek Trau T-1, T-2 (T-3 = T-2), sipas SSH EN1992-2:2003

4.6.3 Pesha vetjake e elementëve

Pesha vetjake është llogaritur me ndihmën e vizatimeve paraprake, duke përdorur vlerat e normuara të përmasave të paraqitura dhe duke përdorur vlerat e peshave volumore të sugjeruara në SSH EN 1991-1. Pesha vetjake e elementeve strukturorë dhe elementëve plotësues strukturorë, është marrë parasysh si një ngarkesë uniformisht e shpërndarë në gjatësi ose në sipërfaqe (në varësi të gjeometrisë), e llogaritur nëpërmjet përmasave paraprake.

4.6.4 Pesha vetjake e shtresave rrugore

Në figurën e mëposhtme, jepen paketa e shtresave rrugore, mbi mbi-strukturë dhe jashtë saj, që janë zgjedhur të përdoren pas llogaritjeve dhe përmasimeve paraprake në funksion të kërkesave të kësaj kategorie rruge.

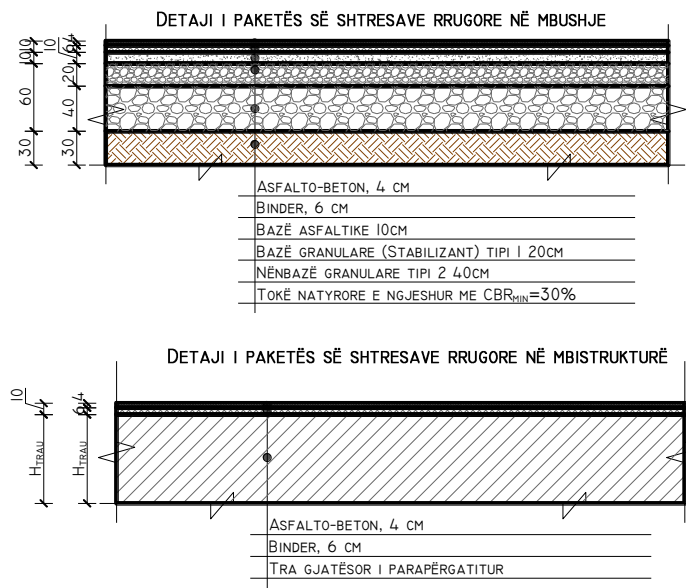


Fig. 4.22: Shtresat strukturore të rrugës

Më poshtë, në mënyrë tabelore, pesha totale e ushtruar mbi një metër katror (kN/m^2), nga shtresat në rastin kur nuk jemi mbi mbi-strukturë.

Tabela 4.9: Ngarkesat e shpërndara, kN/m^2 , prej shtresave të rrugës

Shtresat	γ	trashësia	Pesha
	kN/m^3	m	kN/m^2
Asfaltobeton	25	0.04	1.00
Binder	24	0.06	1.44
Bazë asfaltike	24	0.10	2.40
Shtresë bazë, stabilizant	20	0.20	4.00
Themeli, Çakëll ose zhavorr	18	0.40	7.20
Pesha totale, $\text{kN/m}^2 =$			16.04

4.6.5 Llogaritja e detajuar e veprimeve mbi strukturë - Aneksi 2

Të gjitha ngarkesat që vinë prej të gjitha elementëve të strukturës, janë llogaritur dhe pasqyruar tek Aneksi 2, i cili është bashkangjitur me këtë relacion dhe duhet të konsiderohet si pjesë përbërëse e tij.

4.6.6 Veprimet termike

Për të vlerësuar veprimet termike në strukturë, u ndoqën rregullat e SSH EN 1991-1-5, dhe veçanërisht Seksioni 6 – Ndryshimet e temperaturës në ura. Në mungesë të dhënave specifike, temperatura minimale dhe maksimale në hije u mor në ngjashmëri me Kodin Shqiptar:

- $T_{max} = 42^{\circ}\text{C}$
- $T_{min} = -25^{\circ}\text{C}$

Sipas SSH EN1991-1-5, duhet të merren parasysh dy përbërës, 1) Përbërësja e temperaturës së njëtrajtshme; 2) Përbërësja e temperaturës me ndryshim linear.

4.6.7 Veprimet gjatë zbatimit

Gjatë zbatimit të punimeve, sipas SSH EN1991-1-6, veprimet e ndërtimit ndahen në varësi të origjinës në përputhje me SSH EN1990, në veprime ndërtimi dhe jo-ndërtimi. Këtu, vetëm veprimet e ndërtimit Q_c janë trajtuar. Të tjerat nuk janë të rëndësishme për urën në fjalë.

Si veprime ndërtimi janë supozuar vetëm ato që vijnë nga personeli dhe pajisje e dorës.

Tabela 4.10: Ngarkesat e konsideruara gjatë punimeve të zbatimit

Tipi	Simboli	Natyra	Sqarime
Personeli dhe vegla dore	Q_{ca}	Ngarkesë uniformisht e shpërndarë, e ushtruar në pozicionin më të pafavorshëm	Vlera 1 kN/m ²

4.6.8 Veprimet aksidentale

Një rast i zakonshëm i veprimit aksidental konsiderohet goditja e mjeteve në mbi-strukturë, e cila mund të ndodhë sipas dy skenarëve të mundshëm, në varësi të faktit nëse kamionët udhëtojnë mbi ose nën urë. Në rastin tonë, ka mjete që udhëtojnë mbi edhe poshtë urës. Goditja në sistemin kufizues të rrugës i takon skenarit të parë: në këtë rast veprimet varen nga karakteristikat mekanike të sistemit kufizues të rrugës, d.m.th. nga klasa e kufizuesve, gjë që kushtëzon forcën maksimale që i transmetohet strukturës.

Klasat e rekomanduara dhe forcat përkatëse horizontale jepen në Tab. 4.9 të SSH EN1991-2.

Klasa e rekomanduar e sistemit kufizues të mjeteve	Forca horizontale (kN)
A	100
B	200
C	400
D	600

Edhe në këtë rast, është Aneksi Kombëtar që duhet të përcaktojë klasat dhe forcat përkatëse. Në këtë rast, është zgjedhur Tip A.

4.6.9 Veprimet horizontale të trafikut

Përsa u përket veprimeve horizontale në strukturë, forca e frenimit ose shpejtimit, e shënuar Q_{lk} , merret si një ngarkesë që vepron në nivelin e më të sipërm të shtresave rrugore. Sipas rekomandimit, vlera karakteristike Q_{lk} varet nga ngarkesa vertikale e LM1 që vepron në urë si më poshtë:

$$180 \cdot \alpha_{qI} \text{ kN} \leq Q_{lk} = 0.6 \cdot \alpha_{qI} (2 \cdot Q_{lk}) + 0.10 \cdot \alpha_{qI} \cdot q_{lk} \cdot w_l \leq 900 \text{ kN}$$

5 LLOGARITJET STRUKTURE

5.1 Situatat e projektimit

Vlerat e llogaritëse (ose e shprehur me gjuhën e Eurokodeve - e projektimit) të veprimeve merren nga shumëzimi me faktorët pjesorë γ_F dhe kombinohen mes tyre sipas situatave të projektimit që do të merren parasysh për veprën, subjekt i këtij relacioni teknik, të cilat janë kryesisht të tre llojeve:

1. Situata e vazhdueshme e projektimit (kryesisht, pritet të veprojë mbi strukturë që nga data e fillimit të shërbimit dhe deri në fund të jetës së saj të projektimit);
2. Situata kalimtare e projektimit (p.sh., nëse struktura po ndërtohet ose riparohet),
3. Situata e projektimit aksidental (kryesisht struktura i nënshtrohet një goditjeje rastësore, një tërmeti, goditja nga një makinë).

5.2 ULS- Gjendja kufitare

Për gjendjen kufitare [ULS] duhet përdorur analiza e duhur strukturore në lidhje me llojin e problemit që kërkon zgjidhje. Përdoren zakonisht tipet e ndryshme të analizës:

- Analizë lineare elastike;
- Analiza lineare elastike me ri-shpërndarje të reduktuar;
- Analiza plastike.

5.3 SLS- Gjendja shfrytëzimit [shërbyeshmërisë]

Për gjendjen e shfrytëzimit [SLS] mund të përdoret analiza lineare elastik Analiza lineare elastike mund të përdoret duke supozuar që:

- Seksionet tërthore të elementëve janë të paplasaritura dhe mbeten planare [pra analiza mund të përdorë të gjithë seksionin e elementëve betonarme];
- Marrëdhëniet sforcim-deformim mbeten lineare;
- Përdoret vlera mesatare e modulit të betonit.

5.4 Kombinimi i veprimeve

5.4.1 Kombinimet themelore të veprimeve: Situata projektimi të vazhdueshme dhe kalimtare

Referuar paragrafit 6.4.3.2 të SSH EN 1990, kombinimi themelor mund të shkruhet:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Në rastet e urave, për situatat e vazhdueshme të projektimit, kombinimi i mësipërm sipas rekomandimit të tabelës Tab.A2.4(B) të SSH EN1990, mund të shkruhet:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (1,35 G_{k,j,\text{sup}} + 1,00 G_{k,j,\text{inf}}) \right\} + \gamma_P P + \left\{ \begin{array}{l} 1,35 (TS + UDL + q_{fk}) + 1,50 \text{ Min}(F_w^* ; 0,6 F_{wk}) \\ 1,35 \text{ gr}_i \text{ }_{i=1b,2,3,4,5} \\ 1,5 T_k + 1,35 (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{fk}) \\ 1,5 F_{wk} \\ 1,5 Q_{Sn,k} \end{array} \right\}$$

5.4.2 Kombinimi i veprimeve për situata projektuese aksidentale jo-sizmike

Në rastet kur është e nevojshme të merret në konsideratë një situatë projektuese aksidentale [e veçantë], nuk rekomandohet të kombinohen bashkë veprimet aksidentale me erën apo dëborën.

Referuar paragrafit 6.4.3.3 të SSH EN1990, kombinimi aksidental mund të shkruhet:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{11} \text{ or } \psi_{21}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$(G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + A_d + (\psi_{11} \text{ or } \psi_{21}) \cdot (Q_{LM1} + Q_F) + \psi_{2,T} \cdot T$$

5.4.3 Kombinimet e veprimeve për situata sizmike projektuese

Referuar paragrafit 6.4.3.3 të SSH EN1990, kombinimi sizmik mund të shkruhet:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_I \cdot A_{Ed} + \psi_{2,1} \cdot Q_{1,k} + Q_2$$

$$(G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_I \cdot A_{Ed} + \psi_{2,1} \cdot Q_{1,k} + Q_2$$

A_{Ed} – veprimi sizmik

Q_2 – vlerat huajsee përhershme e veprimeve veprimtë gjatë

$Q_{1,k}$ – vlera karakteristike e ngarkesës së trafikut

$$\psi_{2,1} = \begin{cases} 0 & \text{për urat me trafik normal} \\ 0.20 & \text{për urat me trafik të rënduar} \end{cases}$$

5.4.4 Kombinimet e veprimeve për Gjendjet Kufitare të Shërbyeshmërisë (SLS)

Kombinimi i veprimeve në një situatë projektuese të caktuar duhet të jetë i përshtatshëm për kërkesat e shërbyeshmërisë dhe të sjelljes që kërkohet të verifikohen.

Simbolikisht, kombinimet e veprimeve për gjendjet kufitare të shërbyeshmërisë paraqiten me shprehjet e mëposhtme, referuar paragrafit 6.5.3 të SSH EN1990.

Kombinimi karakteristik:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinimi karakteristik përdoret normalisht për gjendjet kufitare të pakthyeshme.

Kombinimi i shpeshtë:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinimi i shpeshtë përdoret normalisht për gjendjet kufitare të pakthyeshme.

Kombinimi thujse i përhershëm:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinimi thujse i përhershëm përdoret për efektet afatgjatë dhe për pamjen e strukturës.

Kombinimi jo-i-shpeshtë i veprimeve:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,inf} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}$$

5.5 Spektri i projektimit

Struktura është konceptuar me “Klasë Duktiliteti të Mesme” DCM sipas SSH EN 1998-1. Arsyeja kryesore për zgjedhjen e kësaj klase duktiliteti është prezenca e trarëve të thellë në strukturë, si edhe për faktin që është projektuar dhe nuk është detajuar për duktilitet të lartë pasi metodologjia e projektimit të kësaj natyre është bazuar kryesisht në fazën lineare të sjelljes së materialeve të ndërtimit.

Sipas rekomandimeve të SSH EN1998-2, struktura duhet të projektohet me faktor sjelljeje $q \leq 1.5$ në ato raste kur nuk garantohet cilësia e etajimit dhe konstruimit për duktilitet. Faktori i sjelljes merr në konsideratë faktorë të tillë si duktiliteti i synuar, skema strukturore, prezencën e parregullsive në plan dhe lartësi etj.

Nxitimi maksimal [piku] spektral tek shkëmbi bazë për këtë zonë ku ndodhet ky objekt është 0.3g, siç tregohet në figurën e mëposhtme me rreth të zi.

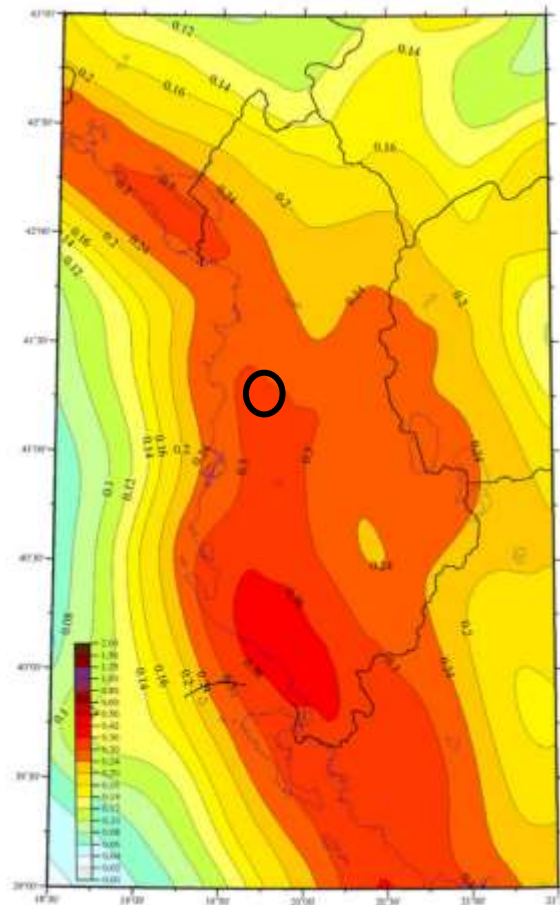


Fig. 5.1: Risku i pritshëm sizmik, a_g , për strukturën në fjalë, RP=475 vjet

Ngarkimi sizmik sipas Eurokodit është marrë bazuar në studimin sizmik të kryer për këtë qëllim por edhe bazuar në hartën e mikrozonimit, sipas studimit referuar tek seksioni i Referencave, ku për veprën në studim nxitimi i truallit do të jetë $a_g=0.3g$ dhe trualli do të jetë i tipit B.

Më poshtë, jepet edhe spektri elastik, si dhe ai i projektimit, sipas KTP-2-89, për kategorinë II të truallit dhe për intensitet sizmik VIII ballë (bazuar në studimin sizmik).

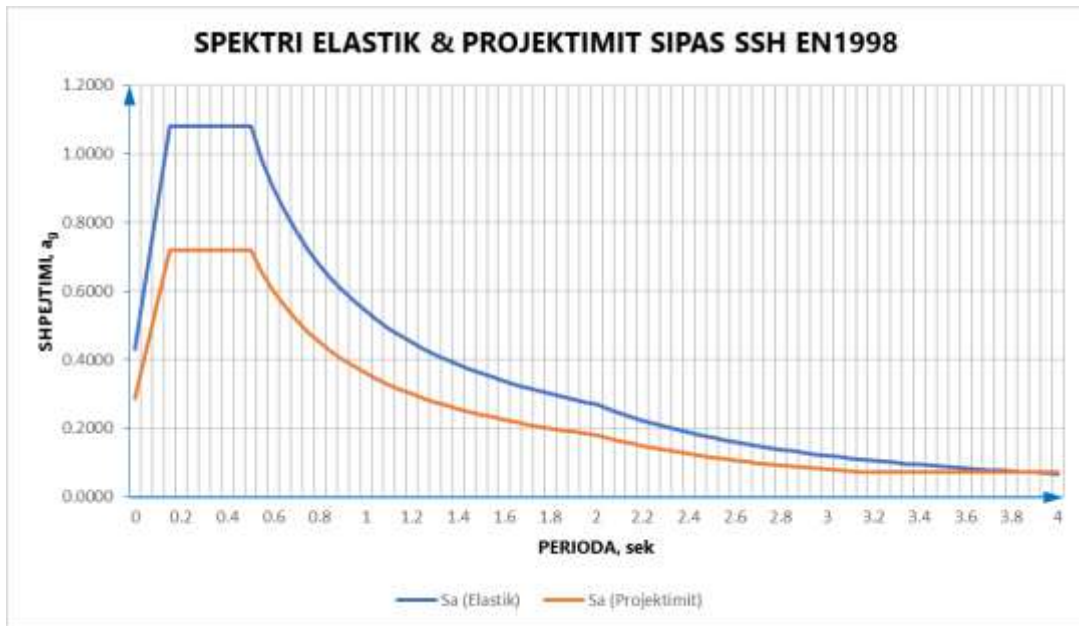


Fig. 5.2: Spektri, elastik dhe i projektimit, sipas SSH EN1998

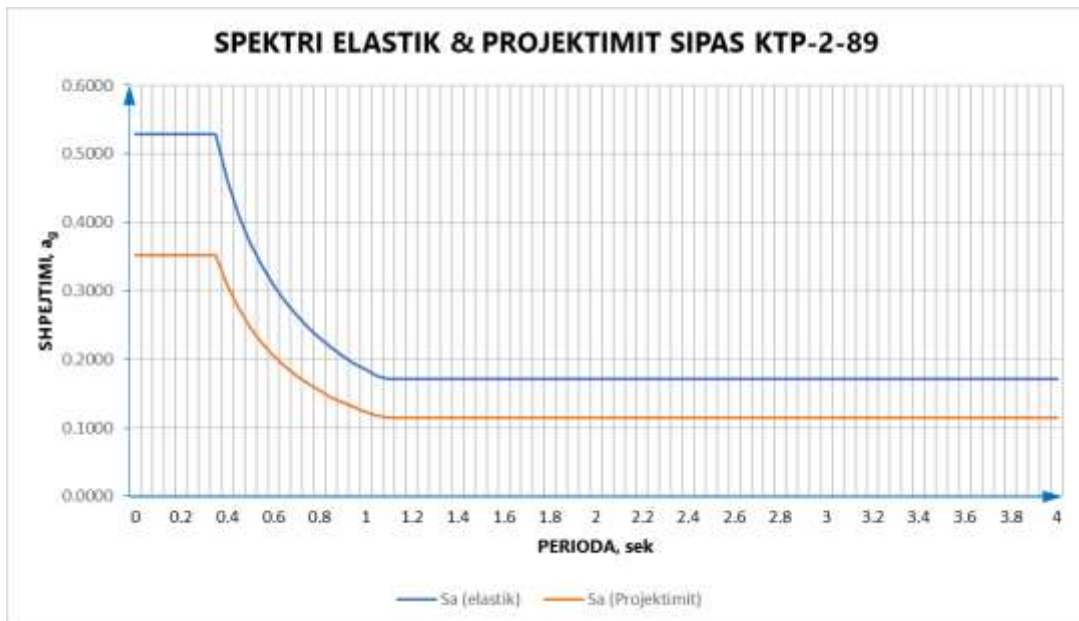


Fig. 5.3: Spektri, elastik dhe i projektimit, sipas KTP-2-89

5.6 Disa konsiderata për llogaritjet strukturore

Meqenëse se trarët lidhen në mbështetje me diafragma dhe në kuotën e rrugës me soletë b/a të derdhur në vend, si edhe për shkak se forma e urës që lidh strukturën e Mureve (ballnave) - me urën U0 - U4 është e rregullt, në llogaritjen e tyre, është pranuar që trarët bashkëveprojnë me njeri tjetrin, pra është marrë parasysh kontributi i njeri tjetrit tek madhësia e forcave të brendshme.

Kjo arrihet duke konsideruar koeficientin e shpërndarjes tërthore. Momenti maksimal në mes të hapësirës dhe forca prerëse maksimale në mbështetje të traut janë llogaritur për një tra. Analiza tërësore e traut realizohet duke përdorur ndërtimin e vijës influente vijën influente për ngarkesat e lëvizshme.

Trarët janë konsideruar që mbështeten lirisht në ballna. Bazuar në sa më sipër, më poshtë, në mënyrë skematike jepet diagrami i momentit përkulës dhe forcës prerëse, të cilat do përdoren edhe për kontrollin dhe projektimin e traut.

LOT 3 - UNAZA, TIRANË: Relacioni Teknik - Kontrolli i themeleve për strukturat

- Projektimi dhe kontrolli për forcën prerëse për shkak të ULS (në përputhje me SSH EN1992);
- Kufizimi i sforcimeve në beton dhe hekuri e armimit kundrejt kombinimit karakteristikë SLS të veprimeve (në përputhje me SSH EN1992);
- Kontrolli i plasaritjeve (në përputhje me SSH EN1992);
- Verifikimet e shpimit (në përputhje me SSH EN1992).

6 MODELI MATEMATIK I STRUKTURËS

Për të gjykuar mbi aftësinë mbajtëse të veprës, është ndërtuar modeli matematik i llogaritjes, në të cilin janë përfshirë përmasat gjeometrike të strukturës dhe elementëve, vetitë fiziko mekanike të materialeve, ngarkesat e përhershme, të përkohshme si edhe veprimi sizmik.

Të gjitha strukturat janë projektuar me ndihmën e programit të licencuar PROTA STRUCTURES, CSI SAP2000, versioni Educational që jep numër të mjaftueshëm nyjash për përfunduar me sukses analizën strukturore. Në figurën e mëposhtme paraqitet një pamje tri-përmasore e modelit llogaritës të strukturës M1, M2 dhe M3.

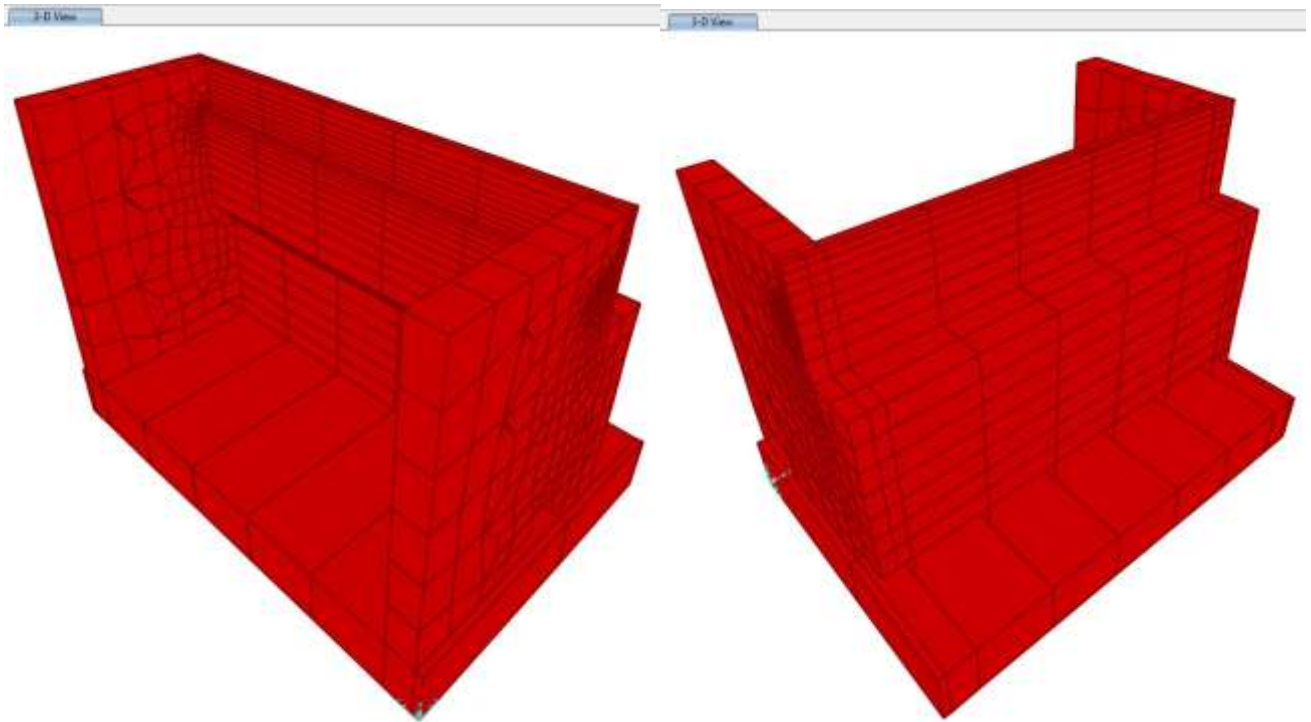


Fig. 6.1: Modeli matematik, (majtas) nga ana e rrugës, (djathtas) nga ana e trarëve

6.1 Gjendja e sforcuar e strukturës së Mureve (ballnave) M1, M2, M3

Pas kryerjes së llogaritjeve strukturore, duke marrë parasysh të gjitha faktorët gjeometrikë, cilësinë e materialeve të ndërtimit si edhe të gjitha veprimet mbi strukturë, është përfutur gjendja e sforcuar e strukturës për skenarë të ndryshëm ngarkimi. Më poshtë jepen disa skica me rezultatet e llogaritjeve numerike.

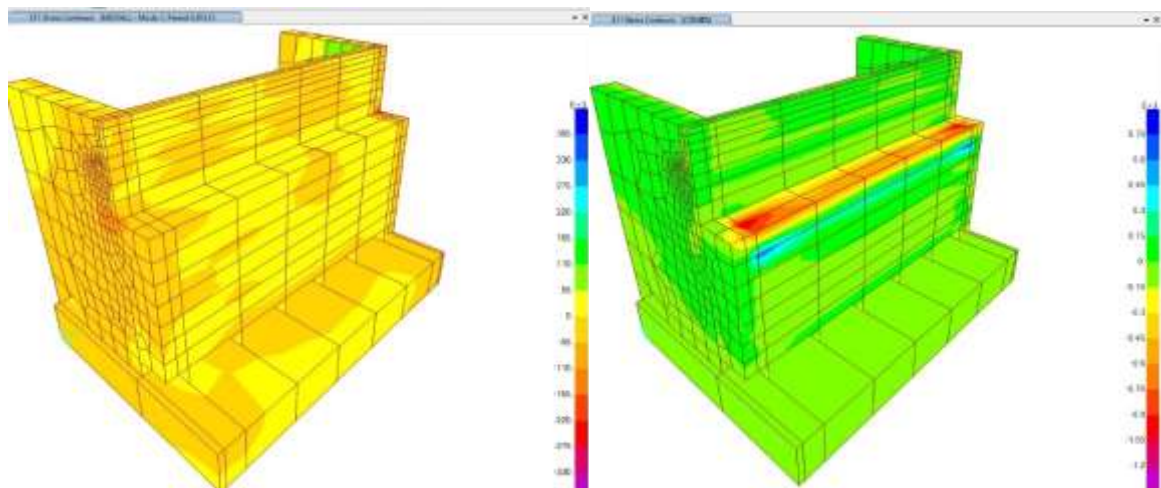


Fig. 6.2: Gjendja e sforcuar, (majtas) analiza tonore e parë, (djathtas) nga veprimi i Grupit 5

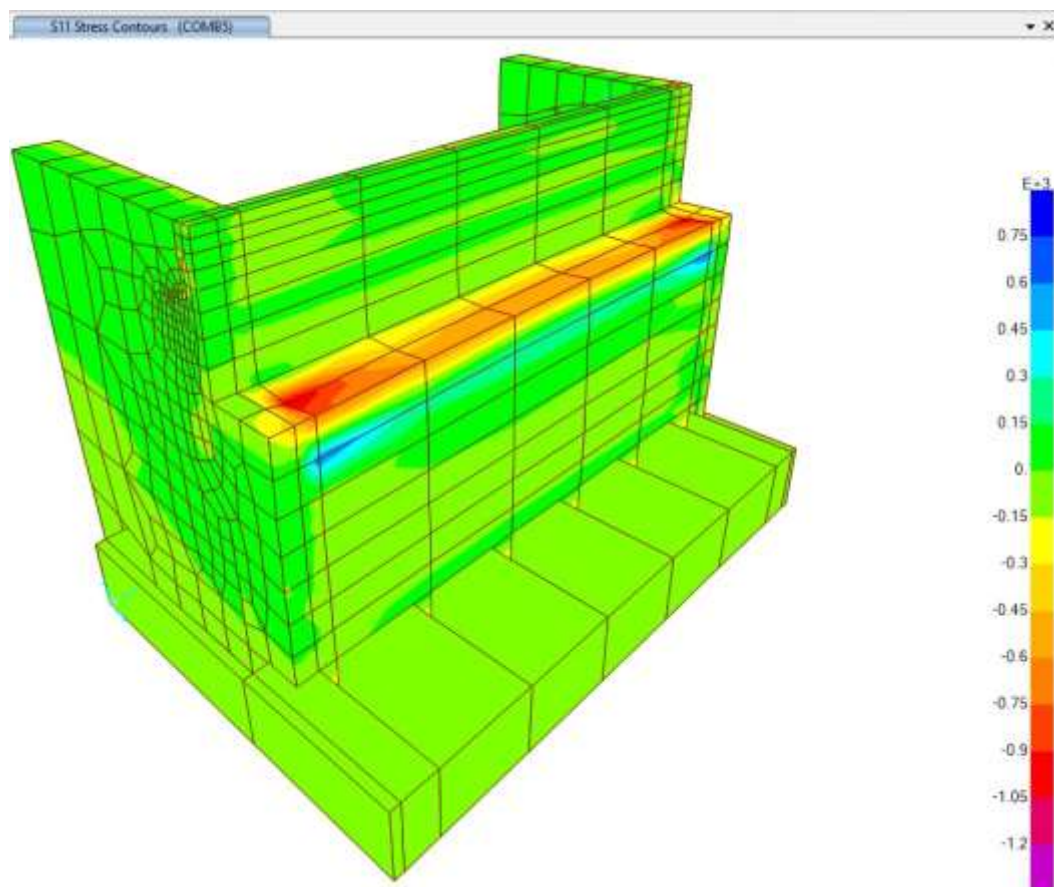


Fig. 6.3: Gjendja e sforcuar, sipas drejtimit global 11, nga veprimi i Grupit 5

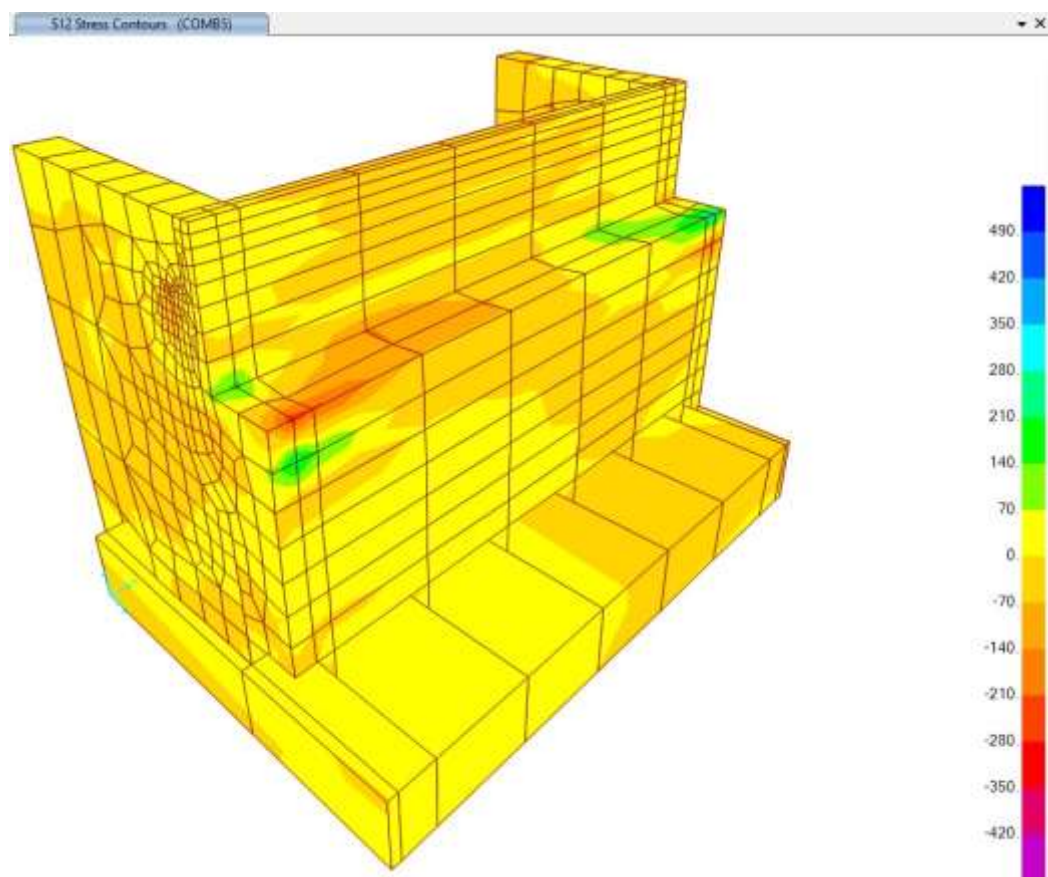


Fig. 6.4: Gjendja e sforcuar prerëse, sipas drejtimit global 12, nga veprimi i Grupit 5

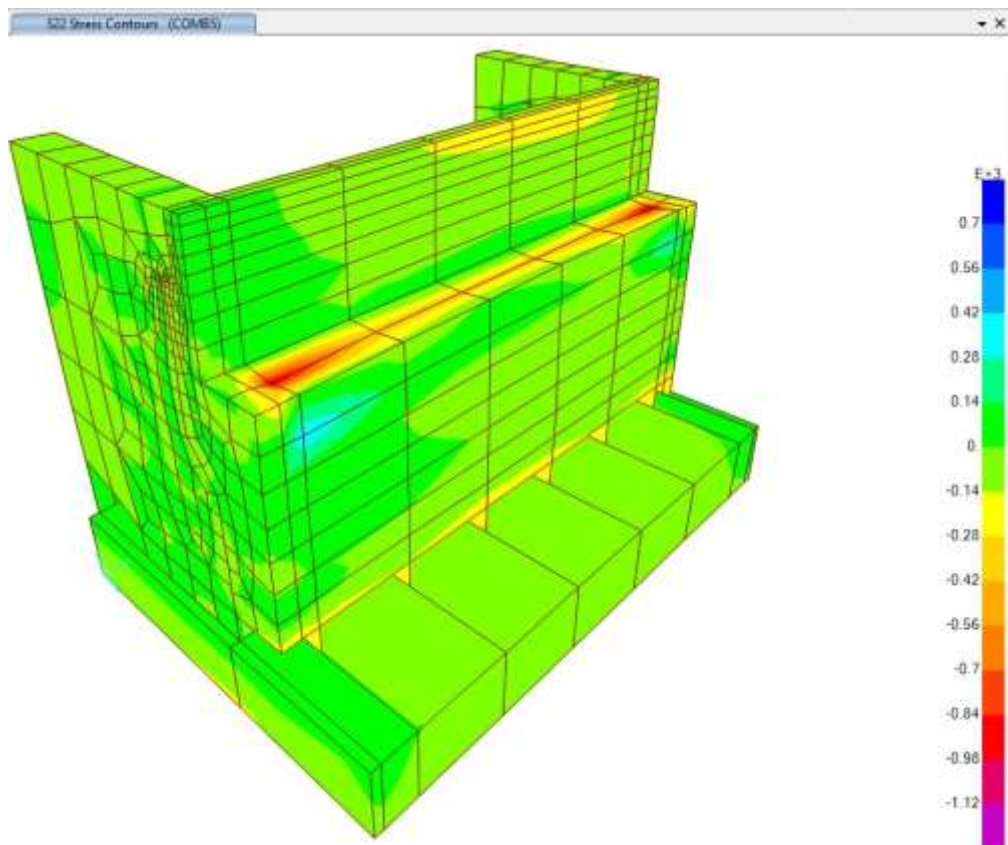


Fig. 6.5: Gjendja e sforcur, sipas drejtimit global 22, nga veprimi i Grupit 5

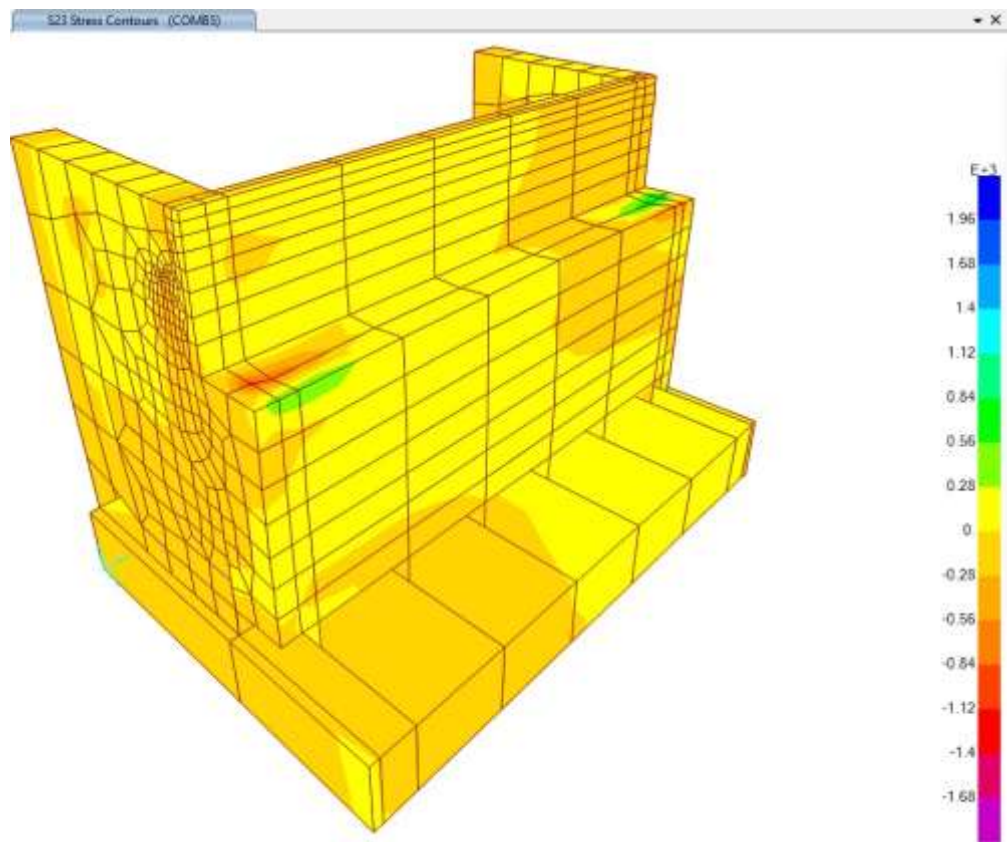


Fig. 6.6: Gjendja e sforcur prerëse, sipas drejtimit global 23, nga veprimi i Grupit 5

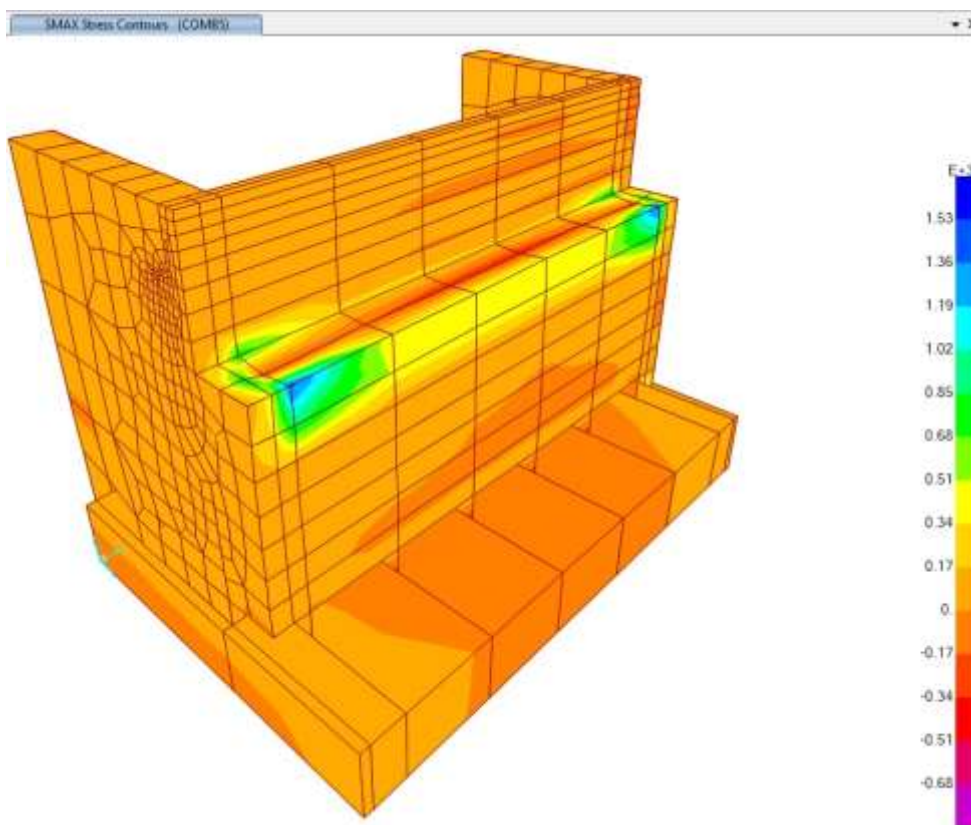


Fig. 6.7: Gjendja e sforcuar maksimale, nga veprimi i Grupit 5

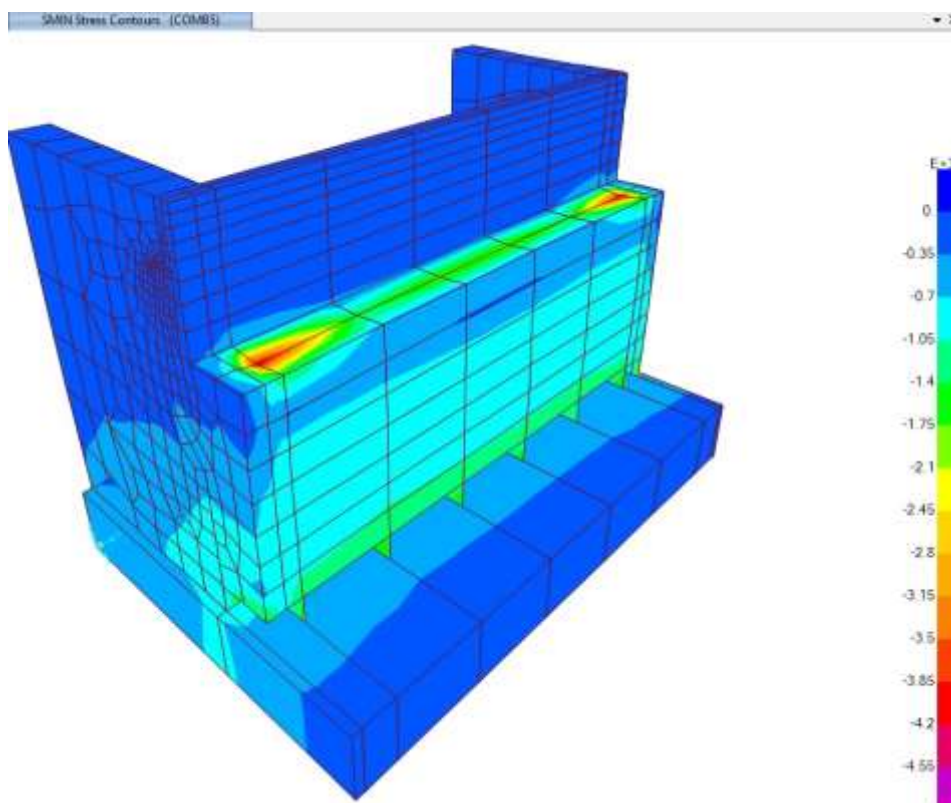


Fig. 6.8: Gjendja e sforcuar minimale, nga veprimi i Grupit 5

6.2 Gjendja e sforcuar e strukturës U0, U1, U2, U3, U4

Pas kryerjes së llogaritjeve strukturore, duke marrë parasysh të gjitha faktorët gjeometrikë, cilësinë e materialeve të ndërtimit si edhe të gjitha veprimet mbi strukturë, është përftuar gjendja e sforcuar e strukturës për skenarë të ndryshëm ngarkimi. Më poshtë jepen disa skica me rezultatet e llogaritjeve numerike.

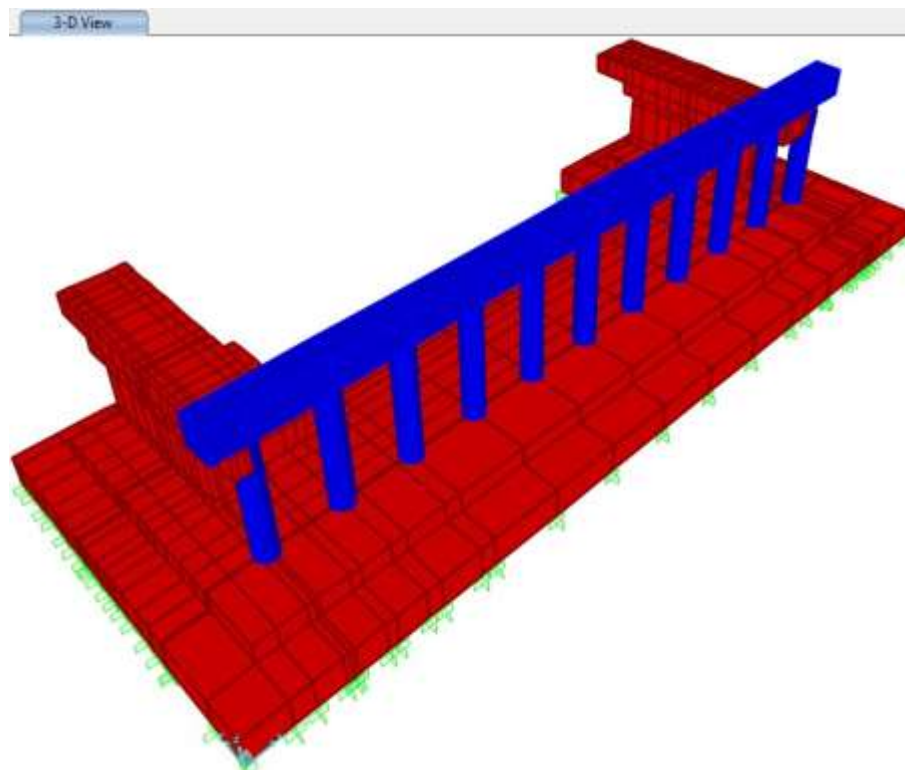


Fig. 6.9: Modeli matematik, nga ana e urës monolite që lidhet me mbështetjen U0

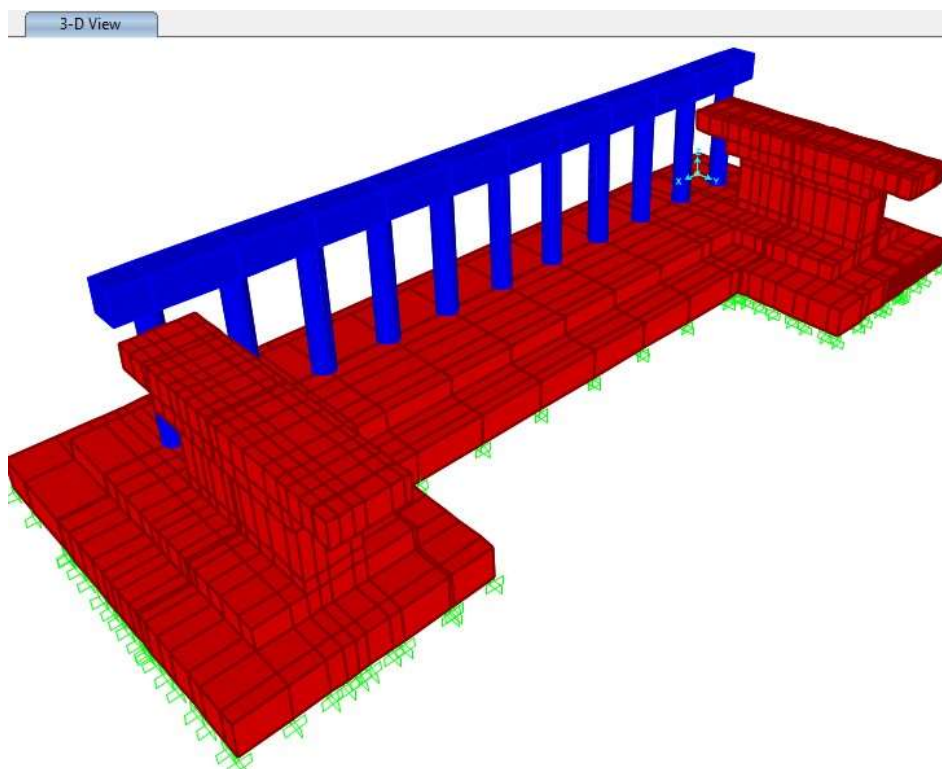


Fig. 6.10: Modeli matematik, nga ana e trarëve që lidhet me mbështetjen M4

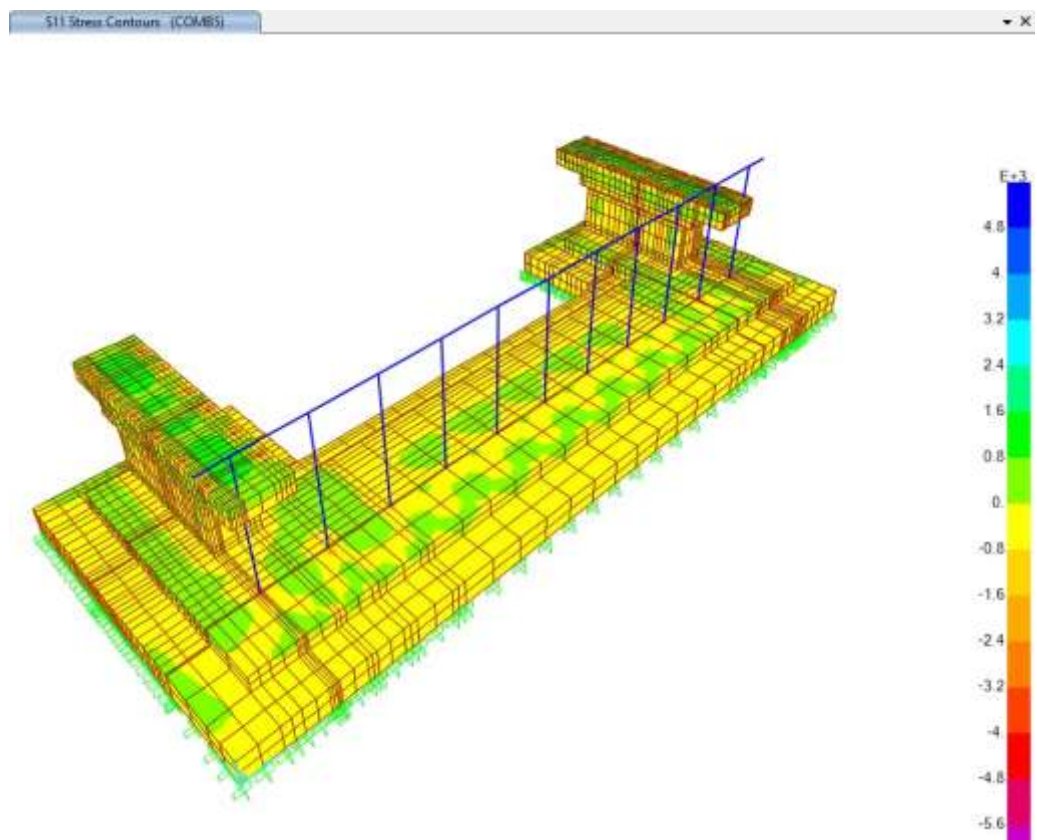


Fig. 6.11: Gjendja e sforcuar, sipas drejtimit global 11, nga veprimi i Grupit 5

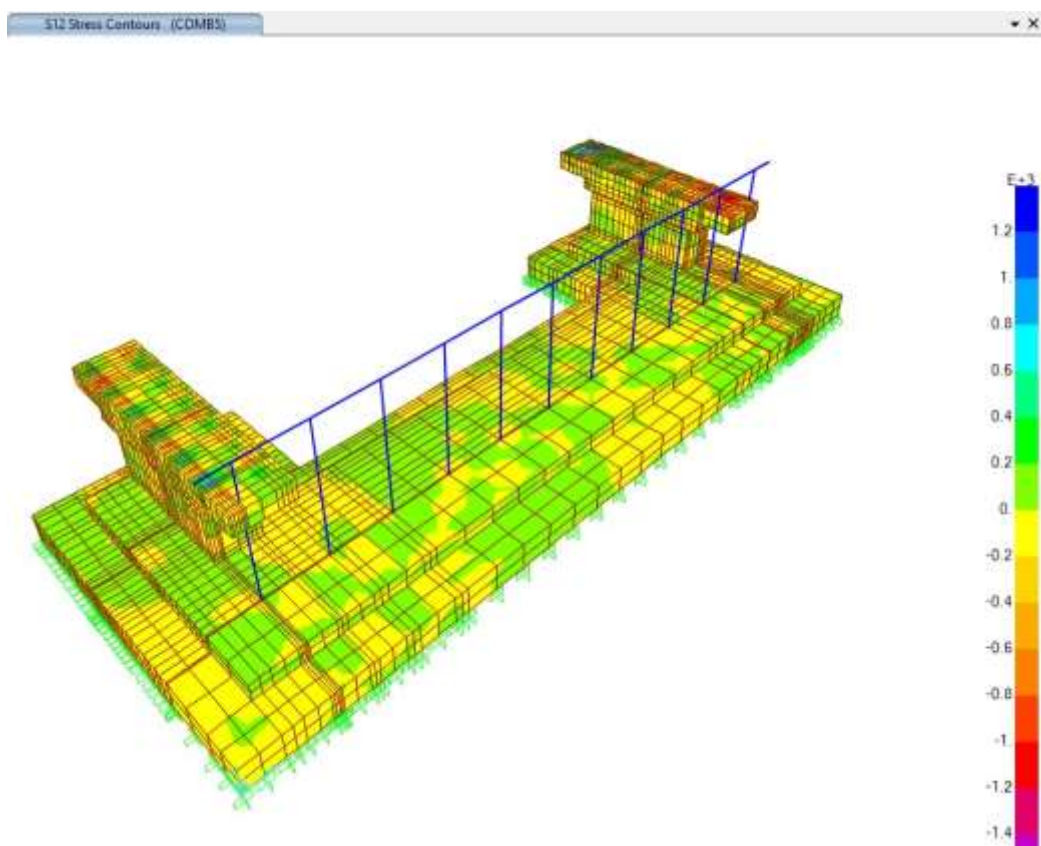


Fig. 6.12: Gjendja e sforcuar prerëse, sipas drejtimit global 12, nga veprimi i Grupit 5

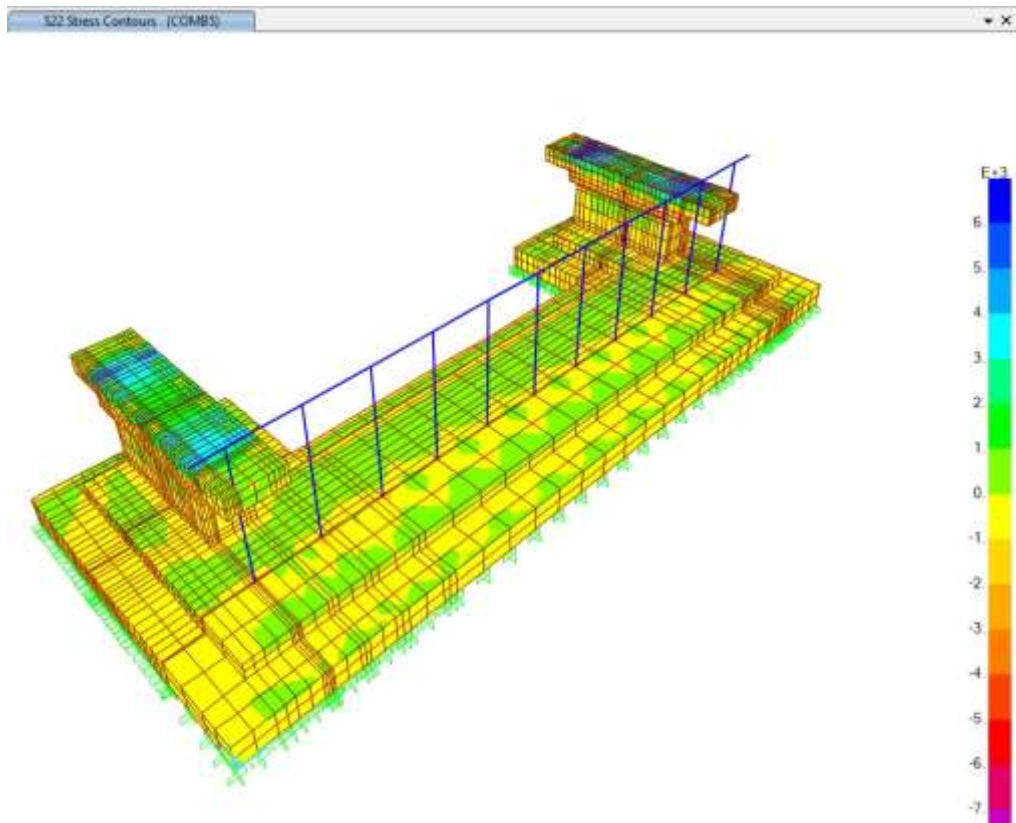


Fig. 6.13: Gjendja e sforcuar, sipas drejtimit global 22, nga veprimi i Grupit 5

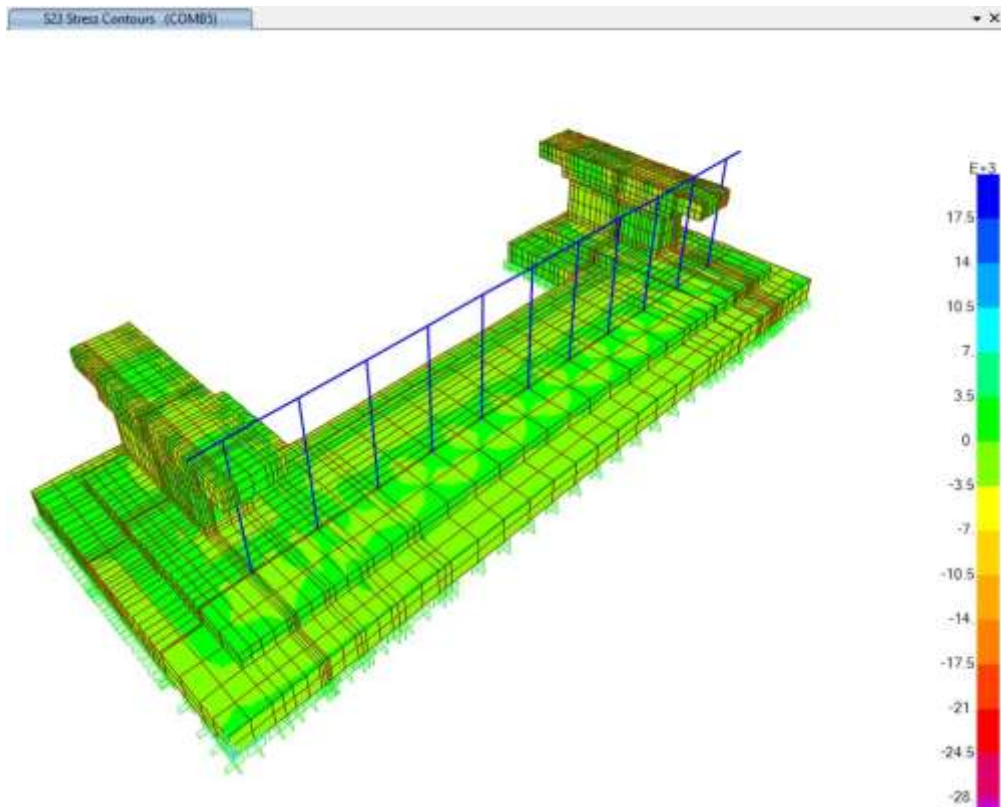


Fig. 6.14: Gjendja e sforcuar prerëse, sipas drejtimit global 23, nga veprimi i Grupit 5

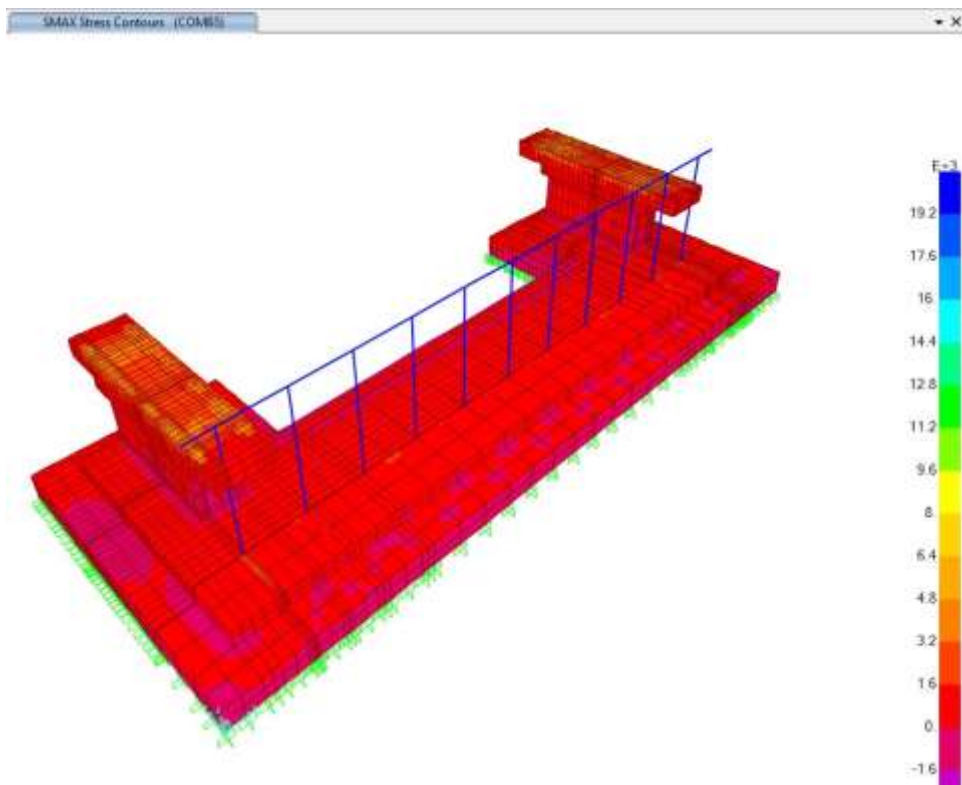


Fig. 6.15: Gjendja e sforcur maksimale, nga veprimi i Grupit 5

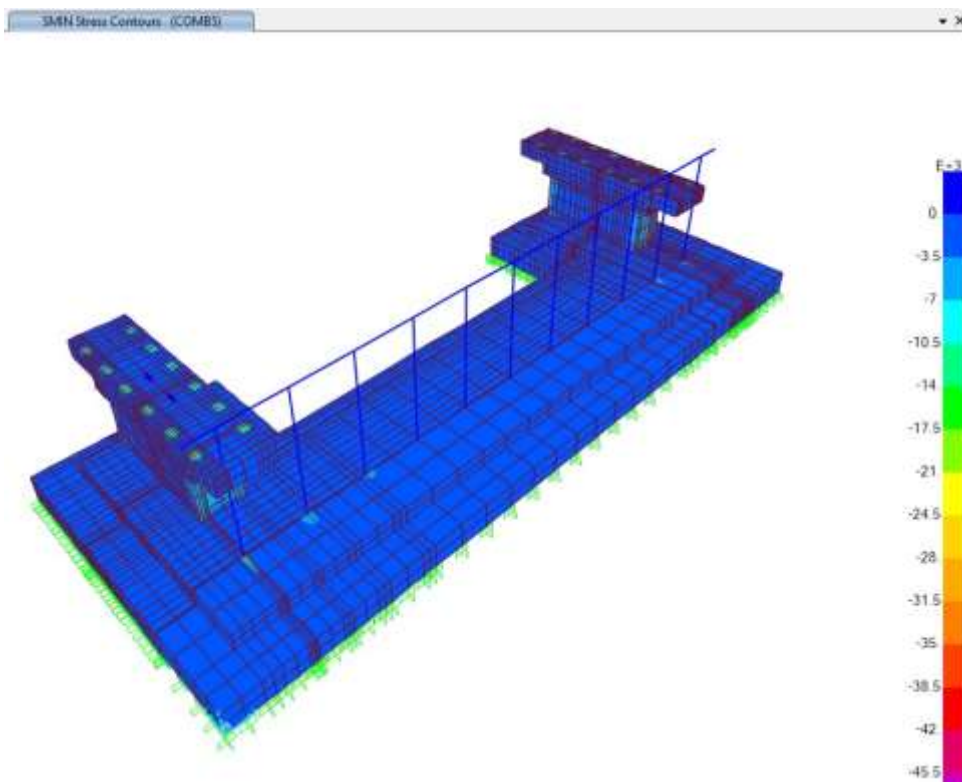


Fig. 6.16: Gjendja e sforcur minimale, nga veprimi i Grupit 5

6.3 Llogaritja e themeleve të thella të strukturave të urës (pilotat)

6.3.1 Aneksi 2 - Kontrolli i sforcimeve në taban

Llogaritjet numerike të sforcimeve vepruese në tabanin e strukturave M1, M2, M3 dhe M4 (sikundër dhe në harmoni të plotë edhe për strukturën U0, U1, U2, U3, U4 për shkak të karakteristikave të njëjtë të shtresave si edhe për shkak të ngarkimit të njëjtë prej veprimeve të trafikut), të pasqyruara dhe të sqaruara në Aneksin 2 i cili është bashkangjitur këtij relacioni teknik dhe që konsiderohet si pjesë tërësore e tij, treguan që sforcimet vepruese mbi tabanin e jastëkut [themelit masiv] i tejkalonin sforcimet e lejuara. Ky krahasim është bërë në harmoni të plotë me SSH EN1997, duke konsideruar të gjitha qasjet apo situata e projektimit, DA1-1, DA1-2, DA2 dhe DA3.

Duke cituar llogaritjet e Aneksit-2, Pika 4 - Kontrolli i ekuilibrit të ballnës sipas kombinimit themelor të veprimeve vertikale dhe horizontale, faqja 7, rezulton se:

- *Bazamenti nuk siguron aftësinë mbajtëse të kërkuar për përballimin e veprimeve dhe ngarkesave në ballna. Duhet të merret në konsideratë mbështetja e ballnës mbi themele të thella.*

Pas vlerësimit dhe kontrollit numerik të sforcimeve në tabanin e themelit masiv, si edhe bazuar në klasën e rëndësisë së veprës, u vendos që strukturat të kenë themele të thella (pilota), që të transferohen me sukses të gjitha veprimet llogaritëse tek nën-shtresat me aftësi të lartë rezistuese.

6.3.2 Aneksi 3-1 - Kontrolli i transferimit të sforcimeve në pilota - Prova 1 - $L_{pil} = 25m$

Vlerësimet dhe llogaritjet e pasqyruara dhe të sqaruara në Aneksin 3-1 i cili është bashkangjitur këtij relacioni teknik, konsiderohen si pjesë përbërëse e tij. Fillimisht, bazuar në studimin gjeologjiko-inxhierike, Aneksi-1, në gjeometrinë e jastëkut si edhe duke respektuar kushtin për distancën minimale aksiale të pilotave (që rekomandohet $d_{min,pil} = 2.5 \cdot D$, ku $d_{min,pil}$ është distanca aksiale e pilotave, dhe D është diametri i pranuar i pilotave) është pranuar që:

1. Diametri fillestar i pilotave të jetë $D = 100cm$ (nisur edhe nga raporti i ngurtësisë në lidhje me themelin masiv të ballnës);
2. Distanca aksiale fillestare të jetë minimalisht dhe ose përafërsisht (por jo më e vogël) $2.5 \cdot D$;
3. Duke u bazuar mbi gjeometrinë e themelit, të shtrihen 9 pilota, në 3 rreshta dhe 3 kolona;
4. Gjatësia fillestare të jetë $L_{pil} = 25m$, duke arrirë kështu mbështetjen tek shtresa nr. 4.

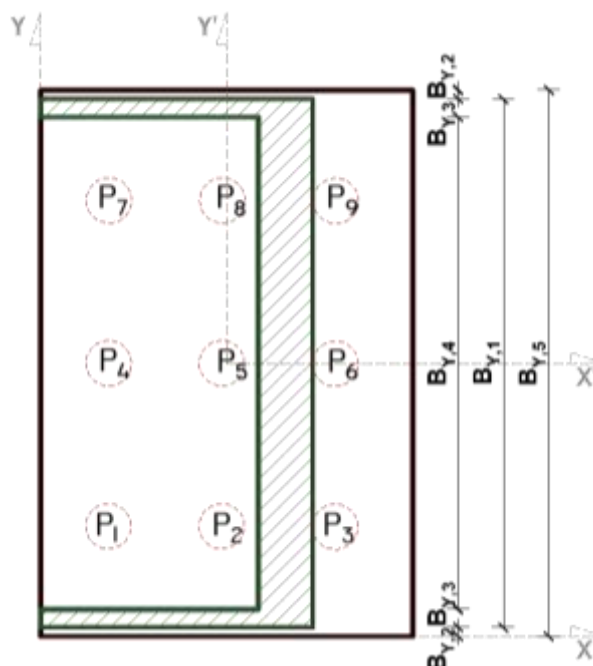


Fig. 6.17: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura M1, M2, M3

Llogaritjet numerike të sforcimeve vepruese në kokën e pilotave, që bazuar në gjatësinë $L = 25\text{m}$, të cilat janë mbështetur tek shtresa Nr. 7 (sipas Aneksit 3-1,, Pika 1.2, Tabela 1 - Tipologjia e shtresave, faqja 2), (sikundër dhe në harmoni të plotë edhe për strukturën U3, U4 për shkak të karakteristikave të njëjtë të shtresave si edhe për shkak të ngarkimit të njëjtë mbi ballnat për shkak të veprimeve të trafikut), të pasqyruara dhe të sqaruara në Aneksin 2 i cili është bashkangjitur këtij relacioni teknik dhe që konsiderohet si pjesë përbërëse e tij, treguan që sforcimet vepruese në kokën e pilotave (në gjuhën e SSH EN1997 forcat vepruese) i tejkalonin aftësinë rezistuese të pilotës. Kjo, duke konsideruar rezistencën në kokën e pilotës por edhe rezistencën që vjen nga fërkimi beton-dhe në të gjithë sipërfaqen e zhytur pilotës. Ky krahasim është bërë në harmoni të plotë me SSH EN1997, duke konsideruar të gjitha qasjet apo situata e projektimit, DA1-1, DA1-2, DA2 dhe DA3.

Duke cituar llogaritjet e Aneksit-3-1, Pika 4.1 - Vlera kufitare e aftësisë mbajtëse në shtypje të një pilote bazuar nga të provat laboratorike, faqja 5, Tabela 8, rezulton se:

- *Bazuar në pikën 7.6.1.1, paragrafi i parë, tek SSH EN1997-1:2004 nuk plotësohet kushti i rezistencës për një pilotë të vetme.*

Meqenëse përveç veprimeve vertikale, në kokën e pilotave vjen edhe moment edhe forcë horizontale, u bë ri-shpërndarja e veprimeve llogaritëse, për të vlerësuar se cila është pilota më e ngarkuar. Pas kontrollit numerik, duke cituar llogaritjet e Aneksit-3-1, Pika 5.2 - Shpërndarja e ngarkesës vertikale në pilota dhe kontrolli i pilotës së mbingarkuar përkundrejt rezistencës, faqja 6, Tabela 10, rezulton se:

- *Nuk plotësohet kushti i përballimit të forcave vertikale nga rezistenca e dherave për pilotën më të ngarkuar.*

Duke u mbështetur në këto kontrole, rezulton se gjatësia $L_{pil} = 25\text{m}$, nuk mjafton dhe duhet të mbështetemi tek formacioni rrënjësor, i cili në bazë të studimit gjeologo-inxhinierik rezulton me parametra shumë të lartë fiziko-mekanikë.

6.3.3 Aneksi 3-2 - Kontrolli i transferimit të sforcimeve në pilota - Prova 2 - $L_{pil} = 31.5\text{m}$

Vlerësimet dhe llogaritjet e pasqyruara dhe të sqaruara në Aneksin 3-2 i cili është bashkangjitur këtij relacioni teknik, konsiderohen si pjesë përbërëse e tij. Në këtë hap të dytë, bazuar në pranimet që u bënë në hapin e parë (Aneksi 3-1), është pranuar që:

1. Diametri fillestar i pilotave të mbesë $D = 100\text{cm}$ (nisur edhe nga raporti i ngurtësisë në lidhje me themelin masiv të ballnës);
2. Distanca aksiale fillestare të mbesë minimalisht dhe ose përafërsisht (por jo më e vogël) $2.5 \cdot D$;
3. Duke u bazuar mbi gjeometrinë e themelit, të shtrihen 9 pilota, në 3 rreshta dhe 3 kolona;
4. Gjatësia pilotës të bëhet $L_{pil} = 30\text{m}$, duke arrirë kështu mbështetjen tek shtresa nr. 8.
5. Bazuar në autorë të ndryshëm, dhe konkretisht sipas Pells, P.J.N. dhe Turner, R.M., Can. Geotech. J., 16, 481, 1979, për të pasur sa më pak ulje elastike në shkëmb, duhet të kemi faktor influence sa më të vogël. Duke u mbështetur tek diagrama e autorëve, kjo arrihet kur raporti $L/B > 1.5 \div 2$ (B në këtë rast është diametri i pilotës dhe po lihet kështu për të qenë në harmoni me simbolet që ka përdorur autori). Ku L, është thellësia inkastrimit në shkëmb. Në rastin tonë është pranuar $L = 1.5D$, ose thellësia inkastrimit $L = 1.5\text{m}$. Gjatësia totale fizike e pilotës bëhet $L_{pil} = 31.5\text{m}$, ndërsa gjatësia llogaritëse mbetet $L_{pil} = 30\text{m}$.

Llogaritjet numerike të sforcimeve vepruese në kokën e pilotave, që bazuar në gjatësinë $L = 30\text{m}$, të cilat janë mbështetur tek shtresa Nr. 8 (sipas Aneksit 3-1,, Pika 1.2, Tabela 1 - Tipologjia e shtresave, faqja 2), (sikundër dhe në harmoni të plotë edhe për strukturën U3, U4 për shkak të karakteristikave të njëjtë të shtresave si edhe për shkak të ngarkimit të njëjtë mbi ballnat për shkak të veprimeve të trafikut), të pasqyruara dhe të sqaruara në Aneksin 2 i cili është bashkangjitur këtij relacioni teknik dhe që

konsiderohet si pjesë përbërëse e tij, treguan që sforcimet vepruese në kokën e pilotave (në gjuhën e SSH EN1997 forcat vepruese) nuk i tejkalonin aftësinë rezistuese të pilotës. Kjo, edhe duke konsideruar vetëm rezistencën në mbështetje në kokën e pilotës. Ky krahasim është bërë në harmoni të plotë me SSH EN1997, duke konsideruar të gjitha qasjet apo situata e projektimit, DA1-1, DA1-2, DA2 dhe DA3.

Duke cituar llogaritjet e Aneksit-3-1, Pika 4.1 - Vlera kufitare e aftësisë mbajtëse në shtypje të një pilote bazuar nga të provat laboratorike, faqja 5, Tabela 8, rezulton se:

- *Bazuar në pikën 7.6.1.1, paragrafi i parë, tek SSH EN1997-1:2004 plotësohet kushti i rezistencës për një pilotë të vetme, por duhet të kontrollohet edhe aftësia mbajtëse e grupit të pilotave.*

Meqenëse përveç veprimeve vertikale, në kokën e pilotave vjen edhe moment edhe forcë horizontale, u bë ri-shpërndarja e veprimeve llogaritëse, për të vlerësuar se cila është pilota më e ngarkuar. Pas kontrollit numerik, duke cituar llogaritjet e Aneksit-3-1, Pika 5.2 - Shpërndarja e ngarkesës vertikale në pilota dhe kontrolli i pilotës së mbingarkuar përkundrejt rezistencës, faqja 6, Tabela 10, rezulton se:

- *Kënaqet kushti i përballimit të forcave vertikale nga rezistenca e dherave për pilotën më të ngarkuar.*

Duke u mbështetur në këto kontrole, rezulton se gjatësia $L_{pil} = 31.5m$, mjafton për t'u mbështetur tek formacioni rrënjësor, i cili në bazë të studimit gjeologjiko-inxhinierik rezulton me parametra shumë të lartë fiziko-mekanikë.

6.3.4 Aneksi 3-3 - Forcat prerëse, Momentet dhe konstruimi i armimit të pilotave

Vlerësimet dhe llogaritjet e pasqyruara dhe të sqaruara në Aneksin 3-3 i cili është bashkangjitur këtij relacioni teknik, konsiderohen si pjesë tërësore e tij.

Për të përfutur forcat e brendshme, është bërë modeli me elementë të fundmë (FEM), duke futur si të dhëna hyrëse, karakteristika e të gjitha shtresave si edhe cilësitë fiziko-mekanike të materialeve të ndërtimit. Më poshtë jepet figura që tregon skematikisht modelimin e pilotave së bashku me shtresat e dherave.

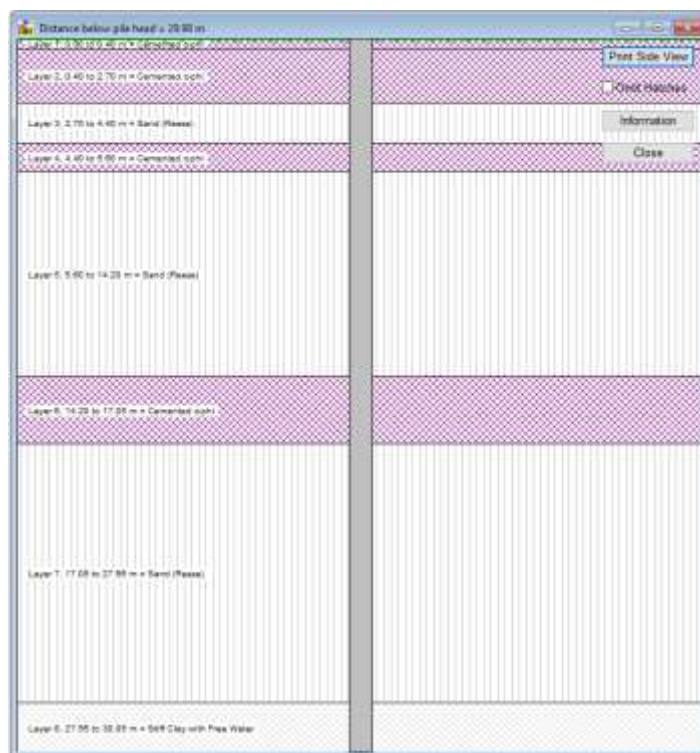


Fig. 6.18: Modelimi me elementë të fundmë (FEM) i pilotave

Llogaritjet numerike sipas Aneksit 3-3,, Pika 5.3, Llogaritja e Forcave të Brendshme në Pilotë (N,V,M). Kurba p-y, faqja 7, (sikundër dhe në harmoni të plotë edhe për strukturën U3, U4 për shkak të karakteristikave të njëjtë të shtresave si edhe për shkak të ngarkimit të njëjtë mbi ballnat për shkak të veprimeve të trafikut), të pasqyruara dhe të sqaruara në Aneksin 2 i cili është bashkangjitur këtij relacioni teknik dhe që konsiderohet si pjesë përbërëse e tij, treguan që forcat e brendshme, pra forca prerëse dhe momenti përkulës kanë vlerat maksimale përkatësisht 250kN dhe 2174 kNm

Duke konsideruar vetëm formulat llogaritëse në SSH EN1992-1 dhe SSH EN1992-2:2003, është bërë edhe konstruimi përfundimtar i hekurit të armimit të pilotës. Konstruimi është bërë duke respektuar edhe DIN EN1536:1999-06, ku kërkohet të plotësohet kushti për vendosjen e shufrave gjatësore punuese me hapësirë minimale/maksimale, 100mm deri 400mm midis shufrave të armimit gjatësor. Në mënyrë të përmbledhur rezulton se nevojiten:

1. 22 shufra gjatësore, Φ 25;
2. Stafë spirale Φ 14, me hap minimal/maksimal 10/20 cm;
3. Stafë shtesë rombike, Φ 12 që duhet lidhur me saldime për të siguruar qëndrueshmërinë e konfigurimit konstruktiv të kafazit të armimit. Rekomandohet minimalisht çdo 3m.

Më poshtë jepet vizatimi, me disa nga detajet e armimit të pilotave.

6.3.5 Aneksi 4 - Përforcimi i truallit nën taban

Bazuar në Aneksin 2, llogaritjet numerike të sforcimeve vepruese në tabanin e strukturave të Mbikalimit-Nyja4, treguan që këto sforcime vepruese nën tabanin e jastëkut [themelit masiv] i tejkalonin sforcimet e lejuara. Siç është theksuar edhe më lart në pikën 6.3.1, duhet të merret në konsideratë mbështetja e ballnës mbi themele të thella.

Gjithsesi, bazuar në rëndësinë specifike të kësaj veprë inxhinierike, dhe duke konsideruar shkarkimin e veprimeve nën tabanin e themeleve, është bërë edhe llogaritja e trashësisë së nevojshme së shtresave me veti fiziko-mekanike shumë të mira, pra dendësi maksimale përkundrejt lagështirës optimale. Gjithsesi, kjo është bërë për rritjen e sigurisë së veprës, pavarësisht se të gjitha ngarkesat vepruese do shkarkohen nëpërmjet themeleve të thella në shtresën rrënjësore.

Ky vlerësim është bërë në harmoni të plotë me SSH EN1997, duke konsideruar të gjitha faktorët e ngarkimit, formës, etj..

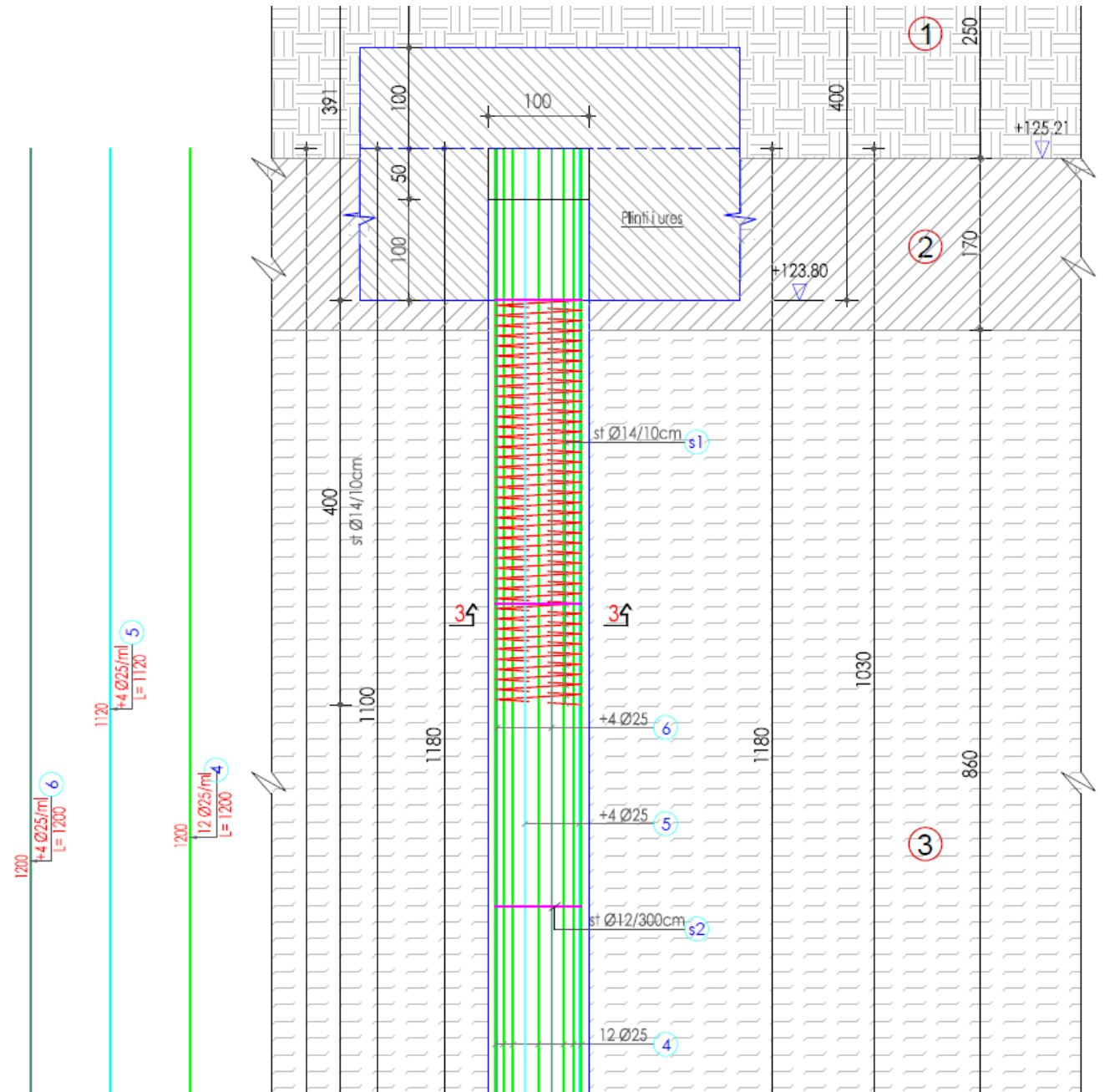
Duke cituar llogaritjet e Aneksit-4, Pika 3 - Gjendja kufitare e aftësisë mbajtëse të bazamentit [ULS]: *Nga llogaritjet, mjaftojnë 2 shtresa granulare, të ngjeshura mirë, me $[\sigma] \geq 200$ kPa, për të evituar tejkalimin lokal të sforcimeve vertikale nën tabanin e themeleve.*

6.3.6 Aneksi 5 - Sforcimet e brendshme llogaritëse në jastëkët e themeleve

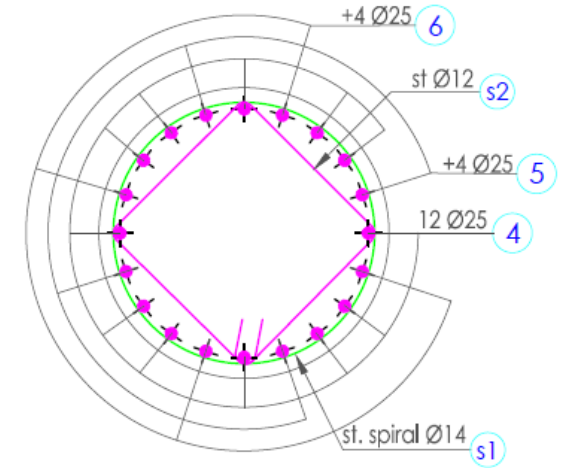
Bazuar në Aneksin 5, llogaritjet numerike të sforcimeve vepruese në themelet, pra në jastëkun e pilotave të strukturave të Mbikalimit-Nyja4, dhe veçanërisht në jastëkun ku mbështeten këmbët e strukturës së urës U_0 , tregojnë që këto sforcime vepruese janë shumë pranë dhe në rastin e kombinimit më të pafavorshëm, mbi madhësinë e sforcimeve të lejuara.

Këto sforcime, janë llogaritur duke e konsideruar elementin masiv të betonit të përbërë nga sistemi me elementë të brendshëm "bjellë - tirant" [në anglisht: strut-and-tie]. Duke përdorur formulimet dhe rekomandime SSH EN1992, dhe gjeometrinë e urës U_0 , është hartuar Aneksi 5. Vlerësimet dhe llogaritjet e pasqyruara dhe të sqaruara në Aneksin 5, i cili është bashkangjitur këtij relacioni teknik, konsiderohen si pjesë tërësore e tij.

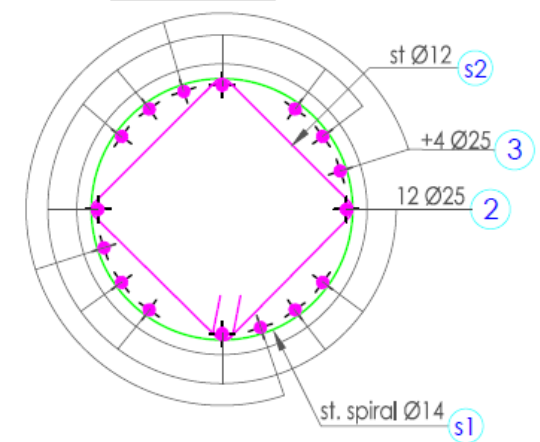
Sipas pikës ku realizohet kontrolli përfundimtar [KONTROLLI: *Sigma Faktike < Sigma Lejuar*], sforcimet janë të pranueshme kur përdoret beton i klasës C40/50. Gjithsesi, janë dhënë llogaritë bazuar në betonin C30/37 dhe C40/50 për të bërë të qartë dallimin.



Prerja 3-3
Shkalla 1:25



Prerja 2-2
Shkalla 1:25



7 PËRFUNDIME TË RELACIONIT TEKNIK

Duke parë ngjashmërinë e strukturave që janë pjesë e LOT3-UNAZA, dhe konkretisht:

- Strukturat M1, M2, M3, M4, M5, M6 dhe M7;
- Strukturat U0, U1, U2, U3, U4;

rekomandohet që bazuar në vlerësimet dhe llogaritjet e pasqyruara dhe të sqaruara në Aneksin 2, Aneksin 3-2 dhe Aneksin 3-3, si edhe fakti që mbështeten mbi të njëjtat shtresa gjeologjike, bazuar në studimin gjeologo-inxhierike, Aneksi-1, për të gjitha këto struktura të respektohen këto kushte gjeometrike dhe dimensionimi:

1. Diametri i pilotave të jetë $D = 100\text{cm}$ (nisur edhe nga raporti i ngurtësisë në lidhje me themelin masiv të ballnës);
2. Klasa e betonit të jetë minimalisht C25/30;
3. Klasa e hekurit të armimit të jetë minimalisht B500C;
4. Distanca aksiale fillestare ndërmjet pilotave të jetë minimalisht $2.5 \cdot D$, por jo më e madhe se $4 \cdot D$;
5. Duke u bazuar mbi gjeometrinë e themelit, themeli masiv i secilës strukturë si edhe plani i pilotave të konfigurohen sipas gjeometrisë së propozuar në pikën 7.1 më poshtë;
6. Gjatësia minimale e pilotës të jetë $L_{pil} = 31.5\text{m}$, duke arritur kështu mbështetjen tek formacioni rrënjësor, ku inkastrimi do jetë minimalisht 2.0m . **KUJDES! Pilotat duhet të sigurohen që të inkastrohen minimalisht me 2.0m , por gjatësia e pilotës mund të rezultojë pak më e gjatë ose pak më e shkurtër, pasi edhe formacioni rrënjësor, mund të luhetet si kuotë brenda kantierit. Është detyrë e Sipërmarrësit të sigurohet që të plotësohet ky kusht.**

Kujdes! Nuk janë përfshirë pilotat e mureve mbajtës të nën-kalimit, pasi gjeometria dhe shtrirja e tyre ndryshon ndjeshëm nga natyra e themeleve masive që janë konsideruar në këtë relacion. Prandaj numri i nevojshëm i pilotave për to, gjatësitë dhe dimensionet e pilotave do saktësohen në harmoni me kërkesat e këtyre strukturave.

7.1 Strukturat përbërëse të LOT3-UNAZA

7.1.1 Plani i themeleve - Strukturat M1, M2 dhe M3

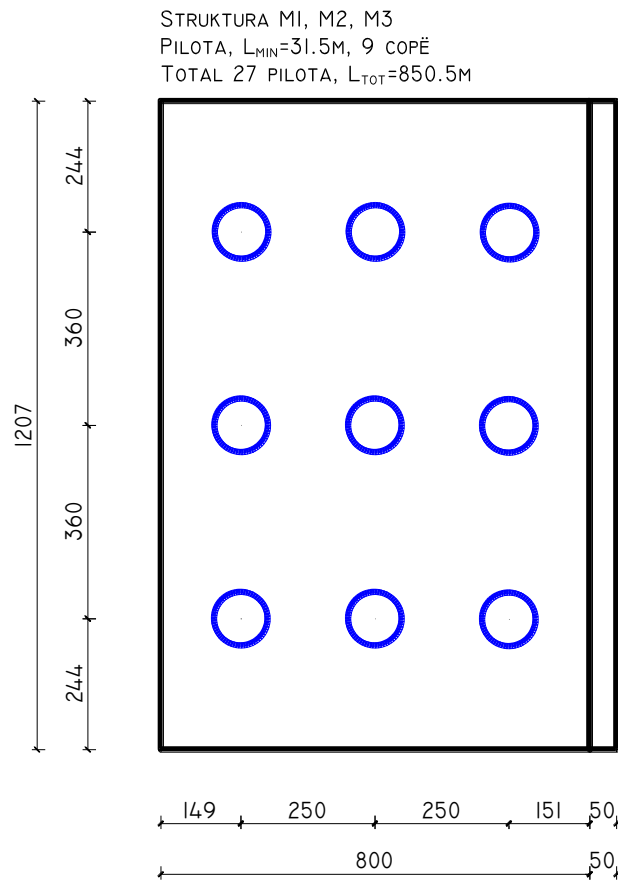


Fig. 7.1: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura M1, M2, M3

7.1.2 Plani i themeleve - Strukturat M4

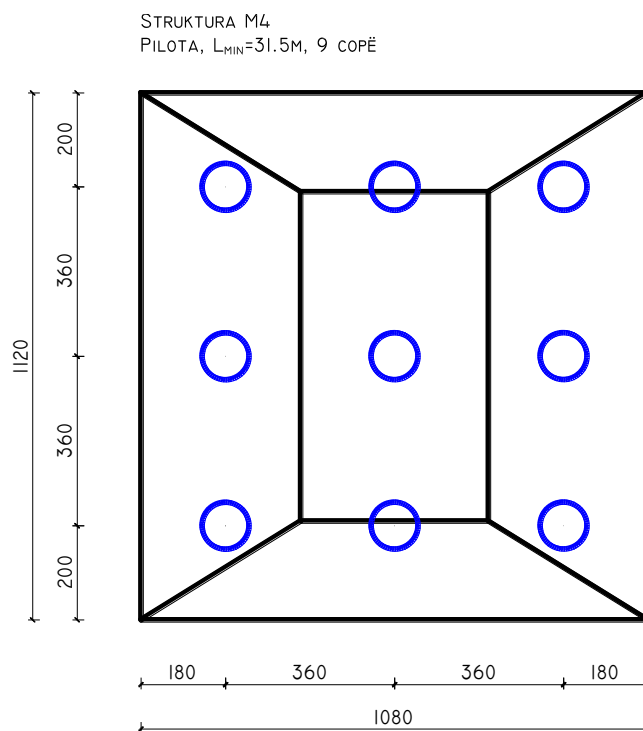


Fig. 7.2: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura M4

7.1.3 Plani i themeleve - Strukturat M5

STRUKTURA M5
PILOTA, $L_{MIN}=31.5M$, 9 COPË

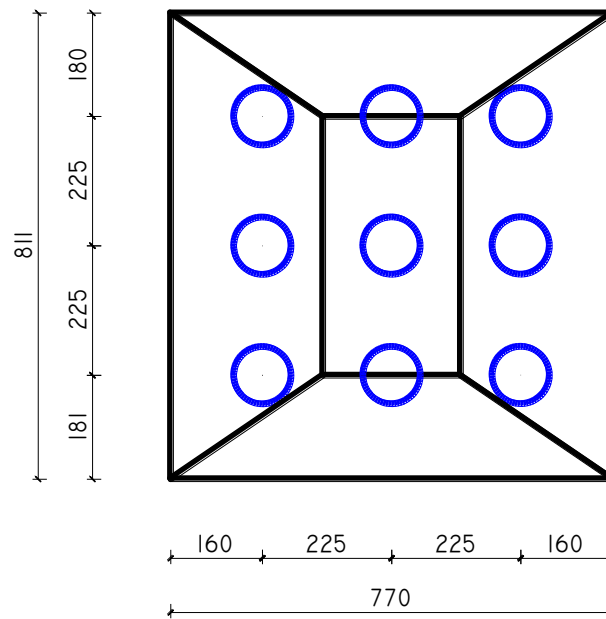


Fig. 7.3: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura M5

7.1.4 Plani i themeleve - Strukturat M6, M7

STRUKTURA M6,M7
PILOTA, $L_{MIN}=31.5M$, 6 COPË
TOTAL 12 PILOTA, $L_{TOT}=378M$

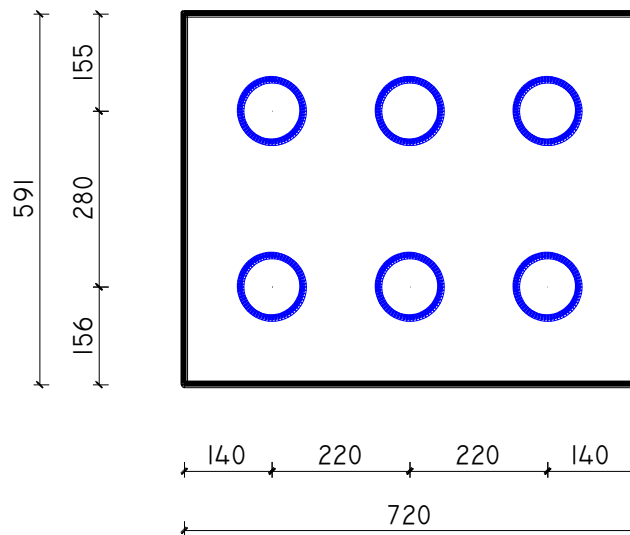


Fig. 7.4: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura M6, M7

7.1.5 Plani i themeleve - Strukturat U0

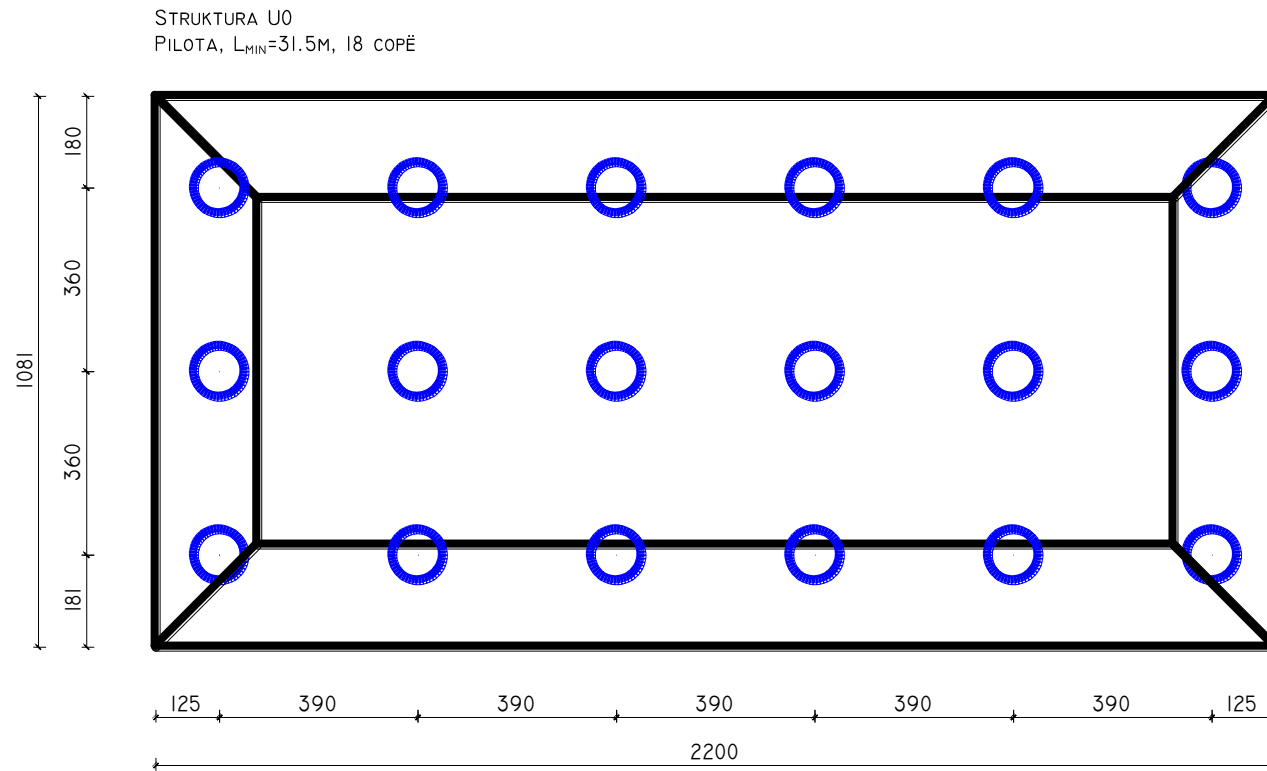


Fig. 7.5: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura U0

7.1.6 Plani i themeleve - Strukturat U1, U2

STRUKTURA U1-U2
PILOTA, $L_{MIN}=31.5M$, 50 COPË

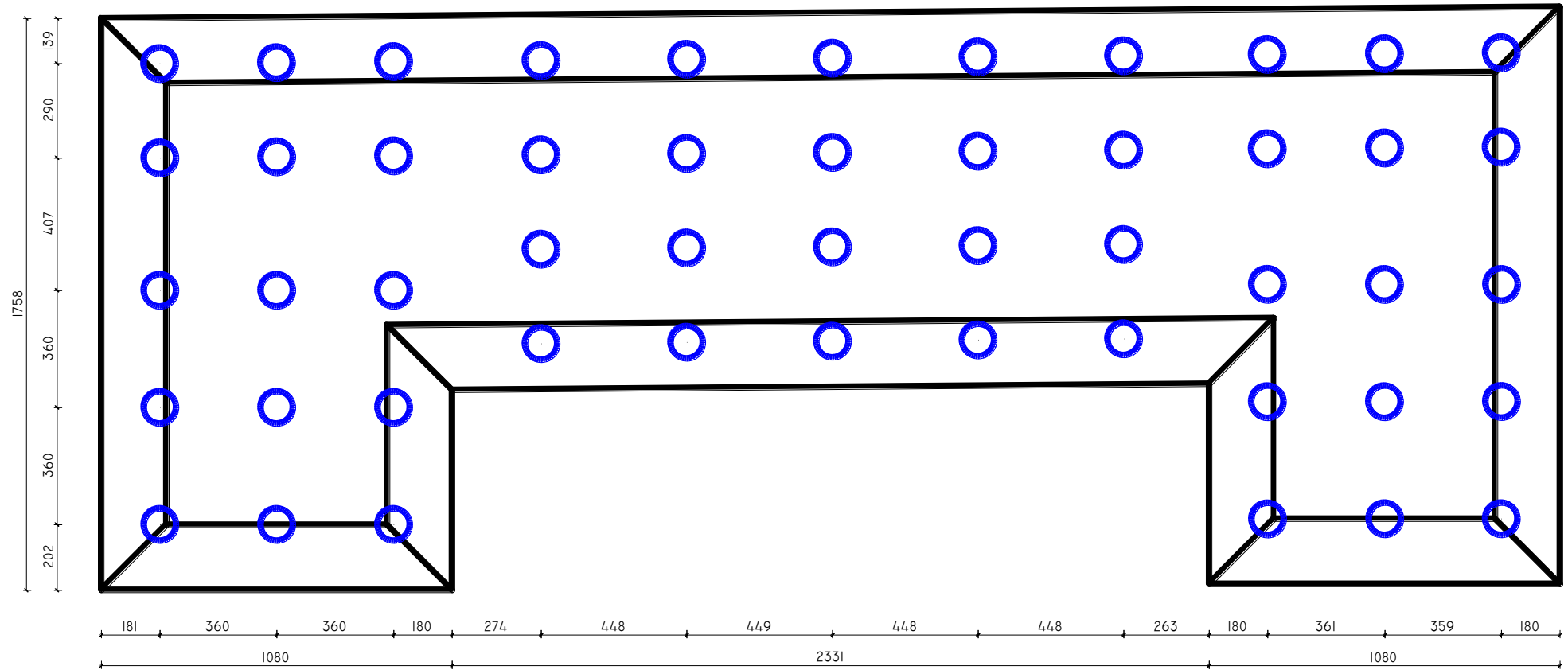


Fig. 7.6: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura U1, U2

7.1.7 Plani i themeleve - Strukturat U3, U4

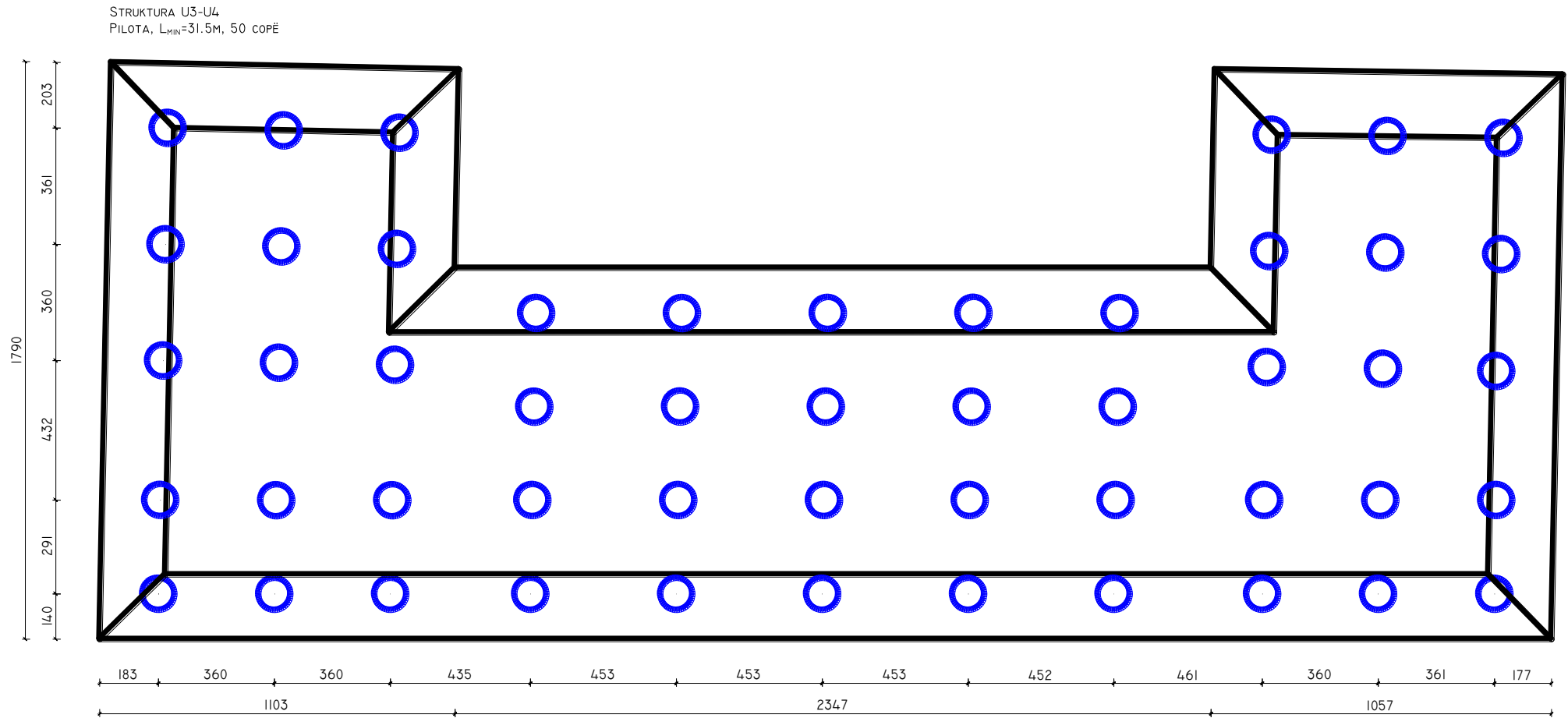


Fig. 7.7: Plani i themelit masiv dhe i pilotave, struktura U3, U4

Në vijim jepen të përmbledhura në mënyrë tabelore, plani i propozuar për themelet (pilotat).

Strukturat, pjesë e Lot 3 - Unaza			
Elementët e rrugës	Numri i pilotave (copë)	Gjatësia e pilotës (m)	Gjatësia totale (m)
U0	18	31.5	567.0
U1 - U2	50	31.5	1575.0
U3 - U4	50	31.5	1575.0
M1	9	31.5	283.5
M2	9	31.5	283.5
M3	9	31.5	283.5
M4	9	31.5	283.5
M5	9	31.5	283.5
M6	6	31.5	189.0
M7	6	31.5	189.0
Muret mes M6-M7	12	31.5	378.0
		Σ	5890.5

8 REFERENCAT

- [1] Ministria e Ndërtimit – 3.05.1978 Kushtet Teknike të Projektimit – KTP-2-78: Kushtet teknike të projektimit për ndërtimet në zona sizmike;
- [2] Ministria e Ndërtimit – 3.05.1978 Kushtet Teknike të Projektimit – KTP-9-78: Llogaritja e mureve dhe e themeleve me teorinë e gjendjes kufitare;
- [3] Ministria e Ndërtimit – 1979 Kushtet Teknike të Projektimit – Urat dhe tobinot prej betoni dhe b/a në rrugët automobilistike (1979);
- [4] Ministria e Ndërtimit - Drejtoria e Projekteve, Akademia e Shkencave - Qendra Sizmologjike, 1989. Kusht Teknik Projektimi për ndërtimet antisizmike - KTP-N.2-89.
- [5] Kodi Rrugor i Republikës së Shqipërisë;
- [6] Rregullore për zbatimin e Kodit Rrugor (2010);
- [7] Rregulli Teknik për Projektimin e Rrugëve (RrTPRr-1), (2015);
- [8] Aliaj, Sh., Muço, B. & Sulstarova, E., 2010. Sizmiciteti, sizmotektonika dhe vlerësimi i rrezikut sizmik në Shqipëri: Akademia e Shkencave. Tiranë;
- [9] UNDP; Milutinovic, Zoran, June, 2003. "Risk Assessment – Albania", Disaster Management and Emergency Preparedness Project (in Albanian and English), Tirana: UNDP;
- [10] Baballëku M., 2006. "Fragility of Typified Educational System Facilities in Albania", IZIS;
- [11] Sulstarova, E., Koçiaj, S., Aliaj Sh., 1980 "Rajonizimi sizmik i Republikës Popullore Socialiste të Shqipërisë", Akademia e Shkencave;
- [12] "Rregulla për projektimin e ndërtesave prej betoni bazuar në Eurokodin 8, Shembull: Analiza dhe projektimi i një ndërtese prej betoni", hartuar në kuadër të zbatimit të projektit "Përballimi dhe zbutja e riskut nga fatkeqësitë", Komponentit III "Rishikimi dhe përmirësimi i kodeve të ndërtimit në Shqipëri" mbështetur nga Banka Botërore;
- [13] CEN, SSH EN 1990:2002 Eurokodi 0 Bazat e Projektimit Strukturor;
- [14] CEN, SSH EN 1991:2002 Eurokodi 1 Veprimet mbi struktura;
- [15] CEN, SSH EN 1992:2004 Eurokodi 2 Projektimi i strukturave prej betoni dhe betoni të armuar;
- [16] CEN, SSH EN 1997:2004 Eurokodi 7 Projektimi gjeoteknik;
- [17] CEN, SSH EN 1998:2004 Eurokodi 8 Projektimi i strukturave rezistente ndaj tërmetit;
- [18] Ministria e Ekonomisë Tregtisë dhe Energjetikës, Shërbimi Gjeologjik Shqiptar – "Hartat Gjeologo-inxhinierike"
- [19] Fardis, M. N., 2009. Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: based on EN-Eurocode 8 (Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering);
- [20] "Hollësi Ndërtimore" miratuar nga këshilli tekniko-shkencor i Ministrisë së Ndërtimit me vendim nr. 4, datë 18.02.1988;
- [21] Reinforced Concrete Design to Eurocode 2, Seventh Edition - B. Mosley, J. Bungey and R. Hulse, 2007;
- [22] Team for development of code of interventions on reinforced concrete buildings harmonization team of code of interventions to eurocodes, 2003. "Code of interventions (KAN.EPE.) – Final harmonized text".
- [23] Figure 4.36a, Elastic settlement influence factors for rock socket shaft friction on piles. (After Pells, P.J.N. and Turner, R.M., Can. Geotech. J., 16, 481, 1979; Courtesy of Research Journals, National Research Council, Ottawa, Ontario, Canada.
- [24] Integral Concrete Bridges to Eurocode 2: A Task Group report CCIP-027 - ISBN 978-1-904482-59-8, Concrete Bridge Development Group, June 2010;
- [25] Concise Eurocode 2 for Bridges - ISBN 978-1-904818-82-3, 2009, MPA – The Concrete Centre;
- [26] The Institution of Structural Engineers Manual for the geotechnical design of structures to Eurocode 7;
- [27] Decoding Eurocode 7 -Taylor & Francis (2008);
- [28] Bridge Design to Eurocodes: Worked examples - Y. Bouassida, E. Bouchon, P. Crespo, P. Croce, L. Davaine, S. Denton, M. Feldmann, R. Frank, G. Hanswille, W. Hensen, B. Kolas, N. Malakatas, G. Mancini, M. Ortega, J. Raoul, G. Sedlacek, G. Tsionis;
- [29] Joseph E. Bowles - Foundation Analysis and Design -McGraw-Hill Science_Engineering_Math (1995);
- [30] Pile Design and Construction Practice, 6ed - Michael Tomlinson and John Woodward;
- [31] Decoding Eurocode 7 - Andrew Bond and Andrew Harris.

LOT 3-UNAZA, TIRANË
RELACIONI TEKNIK
ANEKSI 1

INGENIUM, PF



RAPORT

MBI KUSHTET GJEOLIGO-INXHINERIKE TË SHESHIT TË NDËRTIMIT REHABILITIMI I SEGMENTIT RRUGOR 'MBIKALIMI PALLATI ME SHIGJETA- RRETHRROTULLIMI SHQIPONJA, LOTI 3'



Punuan: Ing. Defrim SHKUPLI

Ing. Aranit KACDEDJA



Porositesi: "VICTORIA INVEST INTERNACIONAL" shpk

TIRANË, TETOR 2020



Përmbajtja

1-HYRJE DHE QËLLIMI I STUDIMIT	3
2-VENDNDODHJA E SHESHIT TË NDËRTIMIT	4
3-NDERTIMI GJEOLGJIK	4
3-1. Depozitimet karbonatike të Paleoceni (Pg1)	4
3-2. Depozitimet karbonatike të Eoceni (Pg2)	5
3-3. Depozitimet karbonatike të Oligoceni të Poshtëm (Pg ₃ ¹).....	5
3-4. Depresioni Pranë-Adriatik.....	5
3-5. Depozitimet molasike të Serravalianit (N ₁ ^{2s})	6
3-6. Depozitimet molasike të Mioceni i Sipërm (N ₁ ³)	6
3-7. Depozitime e Tortoniani (N ₁ ^{3t})	7
3-8. Depozitimet Kuaternare (Q)	7
4- HARTA GJEOLGJIKE E ZONES ME SHKALLE 1:200000	8
5- KUSHTET HIDROGJEOLGJIK	9
6-PUNIMET FUSHORE.....	9
7- KUSHTET GJEOLGJICO-INXHINERIKE TE SHESHIT TE NDERTIMIT	9
8- PËRFUNDIME	14





1-HYRJE DHE QËLLIMI I STUDIMIT

Ky studim është kryer nga **“NORD COMAT” shpk** i përfaqësuar nga **Ing. Defrim SHKUPI dhe Ing. Aranit KACDEDJA** në përputhje me marrëveshjen **“VICTORIA INVEST INTERNACIONAL” shpk**

Qëllimi i këtij studimi është njohja e ndërtimit gjeologo-litologjik i sheshit të propozuar për projektimin **“MBIKALIMI PALLATI ME SHIGJETA-RRETHRROTULLIMI SHQIPONJA, LOTI 3”**, vlersimin e vetive fiziko-mekanike të dherave të ndara në shtresa, vrojtimi i fenomeneve negative fiziko-gjeologjike brenda territorit të sheshit të ndërtimit dhe për rreth tij si dhe të dhënat mbi ujrat nëntokësore.

Me porosi të firmës porositese u kerkua nga ana e tyre të kryhen shpime me thellesi deri në 30.0m.

Qellimi i studimit të kryer është:

-Njohja e ndërtimit gjeologo-litologjik i sheshit.

-Vetit fiziko-mekanike të dherave të ndara në shtresa, për të gjithë prerjen, nga sipërfaqja e tokës natyrore deri në thellesinë 30.0 m.

-Matja e nivelit të ujit nëntokësor, si gjatë procesit të shpimit ashtu dhe mbas 24 orësh.

Për të realizuar qëllimin e mësipërm, që ky studim të shërbejë projekt-zbatimit, për projektimin e mbikalimit, nga ana e jone u hartua një detyrë studimi, në të cilën përfshihen:

1-Studimi i materialeve arshivale të studimeve të mëparshëm gjeologo-inxhinierike.

2-Vrojtje sipërfaqësore të fenomeneve fiziko-gjeologjike si brenda sheshit të ndërtimit ashtu dhe për rreth tij.

3- Kryerja e shpimeve, me thellesi nga 30.0m nga sipërfaqja e tokës natyrore.

4-Për të përcaktuar vetitë fiziko-mekanike të dherave, që janë të ndara në shtresa, mbështetur nga dokumentimi fushor, të kryer nga autorët e studimit, do të merren kampione, me dhe pa strukturë të prishur, me qëllim që të analizohen në laboratorin e mekanikës së dherave, në laboratorin e mekanikës së dherave të Nord-Comat, shpk, me seli në Tiranë, për të përcaktuar vetitë fiziko-mekanike të dherave, si dhe kryerja e provave fushore si penetrimi standarte test (SPT).

Punimet e shpimit janë kryer me autosond me diametër shpimi nga 127 deri në 101mm, me instrument shpimi karrotjer, me tuba rrethimi, për të ruajtur trungun e pusit nga shembja, nga mbushjet dhe formacionet ranore dhe zhavarrore. Në intervale të ndryshme të thellesisë janë





marre kampione me structure te pa prishur dhe me struktur te prishur, ne formacione zhavorrore dhe ranore. Te gjitha kampionet jane bere analizat laboratorike ne laboratorin "Nord -Comad", shpk.

Termet e mekanikes se dherave qe jane perdorur dhe klasifikim i tyre ne kete raport eshte bere sipas A ASHTO dhe ASTM D.

2-VENDNDODHJA E SHESHIT TË NDËRTIMIT

Sheshi i ndertimit ndodhet tek mbikalimi me shigjeta ne zonen e Unazes se re, Tirane. Ka relief te shesht.

3-NDERTIMI GJEOLOGJIK

Zona e studiuar ndodhet ne pjesen jug-qendrore te sinklinalit te Tiranës. Baza erozionale e lugines se lumit te Lanes dhe degeve te tij, perbehet nga formacioni Neogjenik (N_1^{2t}), qe ndertojne kete sinklinal, te perbere nga nderthurje shtrese trashe alevrolitesh dhe argjilitesh dhe rralle ranoresh. Keto formacione mbulohen nga depozitimet deluviale (Q_4^{del}) dhe depozitimet aluviale+proluviale te Kuarternarit (Q_4^{al+pr}) qe ne kete zone kane trashesin mbi 25.0m nga te dhenat e shpimeve te kryera nga ne. Ne pergjithesi ruhet asortimi i fraksionit kokrrizore duke u rritur, me rritjen e thellesise se ketyre depozitimeve, keshtu duke filluar nga siperfaqeja me suargjila mesme duke perfunduar ne perzierje zhavorre me meterial mbushes suargjilor dhe ranore. Nen keto depozitime kemi depozitimet Tortonianit te pa pershkushme ose me pershkushmeri te vogel, te perbere nga konglomerate me cimentim silicore, e cila ka sherbyer si ekran, per ujrat nentokesore te depozitimeve aluviale te kuarternarit, qe jane ujembajtese.

3-1. Depozitimet karbonatike të Paleoceni (Pg1)

Shkëmbinjte paleocenike vijojne mbi karbonatet e Kretakut te siperm perhapen ne shpatin lindor te vargut te Dajtit (ne). Ato shtrihen ne trajte te njeh "brezi" te gjate e te ngushte qe nuk i kalon 100 m. Depozitimet e Paleocenit pergjithesisht perfaqesohen nga gelqerore mikrokristaline masive, me pamje te mermerizuar, ngjyre te bardhe krem, pak te kuqerremte te zbehte, vende vende te dolomitizuar. Trashesia eshte 22-82 m.





3-2. Depozitimet karbonatike të Eoceni (Pg2)

Shkëmbinjtë eocenikë shtrohen me pushim mbi ata paleocenikë. Këto shkëbinj takohet në krahun lindor të vargut të Dajtit. Pushimi stratigrafik evedentohet kryesisht me praninë e boksiteve që ndeshen në dyshtemenë e këtyre shkëmbinjve. Nga pikpamja litologjike këto depozitime përfaqësohen nga gëlqerorë shtresorë kryesisht organogjenë. Trashësia e gëlqerorëve eocenikë varion 100-120 m.

3-3. Depozitimet karbonatike të Oligoceni të Poshtëm (Pg₃¹)

Depozitimet e Oligocenit të Poshtëm (Pg₃₁) takohen në të dy e strukturës së Dajtit. Në përbërjen e këtyre depozitimeve dallohen katër pako litologjike:

Pako mergelore kalimtare që vijon mbi gëlqerorët eocenikë. Litologjikisht përfaqësohet nga mergele hiri të kaltra. Trashësia e kësaj pakoje është rreth 50 metra

Pako flishore që vijon normalisht mbi pakon mergelore kalimtare. Trashësia e saj varion nga 500 m në anën lindore të strukturës deri 300 m në atë perëndimore të saj.

Pako flishore - flishoidale me Trashësia e pakosqë varion nga 400-600 m dhe Pako flishore – konglomeratike që vijon stratigrafikisht mbi pakon e dytë dhe përgjithsisht me kontakte tektonike me pakot e tjera.

3-4. Depresioni Pranë-Adriatik

Formacionet që marrin pjesë në Depresionit Pranë-Adriatik janë depozitime mollasike që përgjithësisht shtrihen transgresivisht mbi formacionet më të vjetra të zonave Jonike dhe të Krujës. Këto depozitime ndërtojnë pjesën perëndimore e qendrore të territorit të rajonit të Studimit.

Në pikpamje moshore këto depozitime i përkasin moshave të Serravalianit dhe Miocenit të Sipërm, N₁³.





3-5. Depozitimet molasike të Serravalianit (N_1^{2s})

Depozitimet e Serravalianit (N_1^{2s}) përhapen përhapen në pjesën juglindore të sinklinalit të Tiranës. Në krahun perëndimor Serravaliani shtrihet pa tregues të qartë të transgresionit, mbi formacionin e Langjanit, ndërsa në krahun lindor ai shtrihet transgresivisht mbi Burdigalianin. Depozitimet e Serravalianit shtrihen edhe transgresivisht dhe me diskordancë të theksuar këndore mbi formacionet e zonës së Krujës. Litologjikisht këto depozitime përbehen nga alevrolite, argjila, ranorë, konglomeratë por edhe gëlqerorë ranorikë e gëlqerorë litotamnik.

3-6. Depozitimet molasike të Mioceni i Sipërm (N_1^3)

Në këtë zonë si në Priskë, Krrabë depozitimet e Tortonianit mund të dallohen nga ato të Mesinianit, kurse në shumë vende të tjera ndarja midis tyre paraqet vështërsi dhe jepen të pandarë.

Në depresionin e Tiranës, depozitimet e Mioceni të Sipërm përhapen në trajtë të dy brezave: Në lindje këto depozitime përhapen nga fshati Skuterrë në Priskë e që vazhdojnë deri në Burizanë, duke ndërtuar krahun lindor të sinklinalit, dhe brezi tjetër vazhdon nga Krraba në Mushqetaja deri në Manëz.

Në këtë rajon, depozitimet molasike të Mioceni i Sipërm janë ndarë në katër formacione dhe konkretisht:

Formacioni Priska në pjesën e poshtme të prerjes përbëhet nga ranorë shtresë trashë deri masivë, ndërsa më sipër shfaqen gëlqerorët litotamnik. Trashësia varion nga 150 deri në 400 m. Formacioni Skuterra përfaqësohet nga ndërthurje shtresash të trasha argjiloro-alevrolitike. Trashësia është 300-380 m.

Formacioni Iba që ndërtohet nga ranorë shtresë trashë deri masivë. Trashësia e kësaj pakoje është 180-460 m.

Formacioni Mëzezi ndërtohet litologjikisht nga ranorë, alevrolite e argjila. Trashësia e këtij formacioni varion nga është 450-650m. Në krahun lindor të depresionit, megjithëse gjatë gjithë kontaktit me gëlqerorët e strukturës së Dajtit kanë marrëdhënie tektonike, fillimisht ato kanë patur marrëdhënie transgresive. Trashësia e depozitimeve të Mioceni të Sipërm varion nga 700 m në deri në 1400 m në prerjen e Krrabës.





3-7. Depozitime e Tortoniani (N_1^{3t})

Depozitimet e Tortonianit përgjithësisht vijojnë normalisht mbi ato të Serravalianit. Këto depozitime janë të përhapura në cepet e rajonit dhe përfaqësohen me suitat Helmasi dhe Rogozhina.

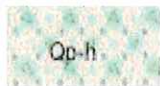
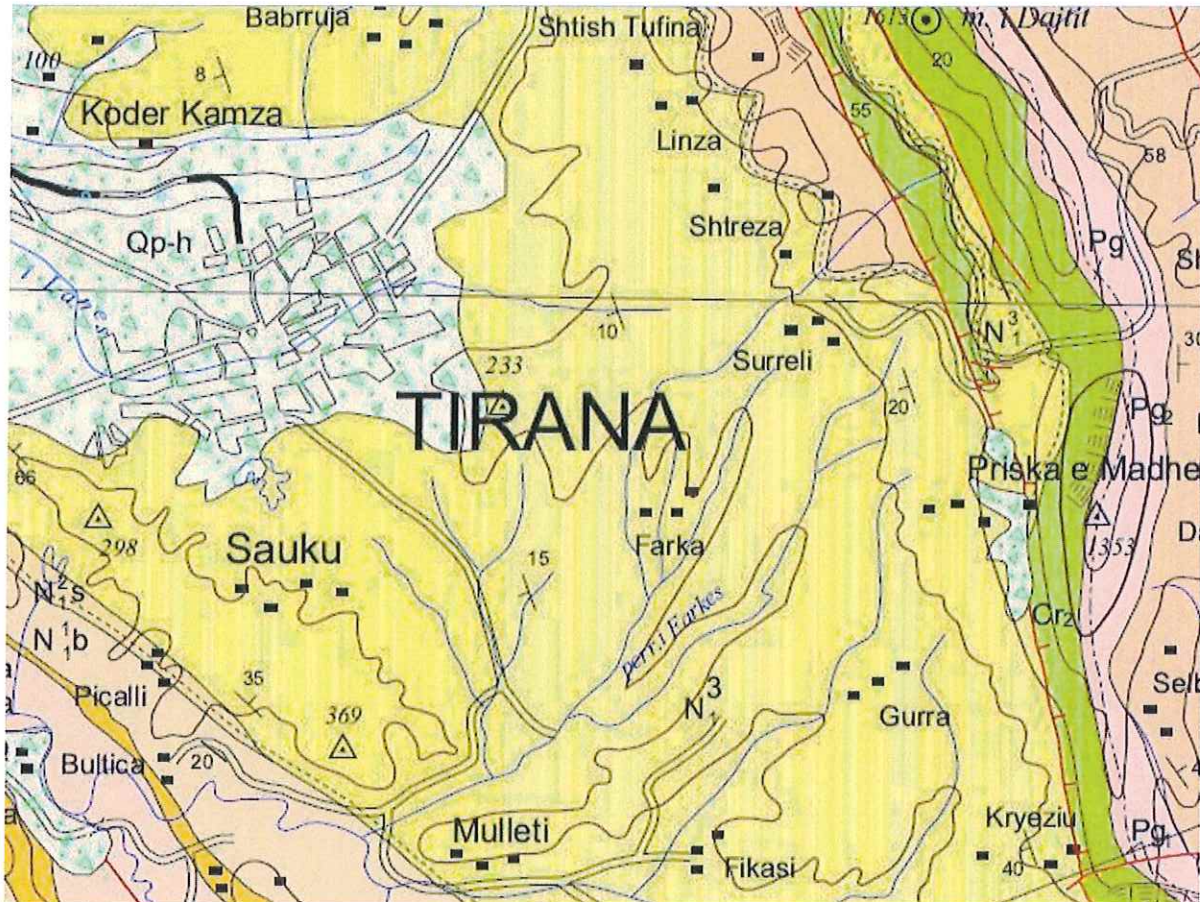
3-8. Depozitimet Kuaternare (Q)

Depozitimet e Kuaternarit kanë përhapje relativisht të gjerë në rajon. Përhapjen më të madhe ato e kanë në fushën e Tiranës, dhe luginat elumenjve që përshkojnë rajonin. Në depozitimet Kuaternare veçohen ato të Pleistocenit dhe të Holocenit dhe kanë gjenezë aluviale, proluviale, koluviale, deluviale. Ku ndodhet dhe sheshi yne i ndertimit.

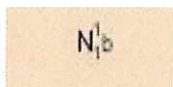
Në fushën e Tiranës depozitimet e kuaternarit veçohen depozitimet e Pleistocenit të Vonshëm dhe të Holocenit. Depozitimet e Pleistocenit kanë trashësi relativisht të vogël dhe përfaqësohen nga koluvione, deluvione, aluvione etj. Këto depozitime përbëhen nga argjila, alevrite, rëra, zhavorre. Depozitimet aluviale të Holocenit të Hershëm (Qh1) kanë trashësi më të madhe dhe përbëhen nga argjila, alevrite, rëra, zhavorre. Depozitimet e Holocenit të Vonshëm (Qh2) janë kënetore, kanë trashësi të vogël dhe përfaqësohen me rëra, zhure, argjila.



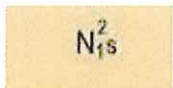
4- HARTA GJEOLOGJIKE E ZONES ME SHKALLE 1:200000



Qp-h Pleistocen – Holocen. Depozitme te perziera aluviale-proluviale; rera, zhavore, alevrolite.



N₁b Burdigalian. Mergel, argjila mergelore, alevrolite dhe gelqerore litotamnite e makroforaminiferike.



N₂s Serravalion. Argjilo, ranore dhe gelqerore me litotamnite.



5- KUSHTET HIDROGJEOLOGJIK

Duke u mbeshtetur ne te dhenat e punimeve te shpimit te kryera rezulton se niveli i ujit nentokesor i stabilizuar ne periudhen e kryerjes se shpimeve eshte 13.0m, nga siperfaqeja e tokes natyrale.

6-PUNIMET FUSHORE

Ne punimet fushore dhe ato kamerale, perfshihet mbledhja e te gjitha informacineve te nevojshme qe i sherben ketij studimi per fazen e dertimin dhe per rreth tij. Nga vrojtimi i kryer nuk verehen fenomene negative fiziko-gjeologjike. Per realizimin e studimet jane kryer shpime, me thelesi deri 30.0m, (Pozicioni i tyre jepen ne planimetrin bashkangjitur raportin), ku jane marre kampione, me struktur te prishur dhe kampione me structure te pa prishur eshte marre direkt nga korrotjeri, kampionet e marre jane analizuar ne laboratorin e mekanikes se dherave, nga ku do te nxirret tregusit fiziko-mekanik. Shpimet jane kryer me autosonde, me rrotullim, me diameter shpimi 101mm, avancimi i shpimit eshte kryer me tuba rrethimi per te ruajtur qendrushmerin e trungut te pusit sidomos per pjesen e trungut te shpimit qe nderpret mbushjen dhe formacionet zhavorrore, shpimet jane dokumentuar nga inxhinieri gjeolog. Provat e penetrimit standart u kryen ne perputhje me ASTM-D-1586, persa i perket procedures se kryerjes se proves ashtu dhe paisjeve te SPT te perdorur. Prova eshte kryer ne menyre te till, si renie e lire e nje batipale, me peshe 63.5kg nga nje renie e lire 76.0cm, mbi nje kampion marres i cili futet ne shtrese, kjo per dherat me kohezion, ndersa per dherat e pa lidhura, rera e zhavorre, ne vend te tubit, zevendesohet me nje kon, nje instrument ne formen e plumcit dhe procedura eshte e njenjte. Numurohen goditjet per 30cm ngulje.

7- KUSHTET GJEOLOGO-INXHINERIKE TE SHESHIT TE NDERTIMIT

Si bazament per vendosjen e themeleve te objektit te propozuar per ndertim, do te sherbejne depozitimet e kuaternarit dhe depozitimet e Totornianit.

Duke u mbeshtetur ne dekomentimin fushore dhe ne analizat e kampioneve me strukture te pa prishur dhe te prishur si dhe ne te dhenat e provave fushore (SPT) ne sheshin e ndertimit kemi vecuar 5 shtresa, me veti fiziko-mekanike te nderyshme. Perhapja e shtresave ne shtrirje e ne thelesi, jepen neper mjet profilit gjeologo-litologjik, ne shkalle vertikale 1:200 dhe horizontale 1:500, qe i bashkangjiten raportit. Me poshte ne menyre te detajuar po japim cdo shtrese, pershkrimin litologjik dhe vetit fiziko-mekanike.





Shtresa nr. 1

Perfaqesohet nga depozitime aluviale+proluviale te Kuaternarit te perbera nga suargjila te mesme, me ngjyre kafe, me lageshti, plastike te buta, mesatarisht te ngjeshura.

Vetit fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksion zhavorrore.....	0.0%
Fraksioni ranore.....	18.0%
Fraksioni pluhurore.....	62.9%
Fraksioni argjilore.....	19.1%

Plasticiteti

Kufiri i rrjedheshmerise.....	35.4%
Kufiri i plasticitetit.....	22.8%
Numuri i plasticitetit.....	12.6%
Lageshtia natyrale.....	30.8%
Kopnsistenca.....	0.63
Pesha vellimore.....	1.85gr/cm ³
Pesha specifike.....	2.68gr/cm ³
Pesha e skeletit.....	1.41gr/cm ³
Kendi i ferkimit te brendeshem.....	14 ⁰
Koficienti i porozitetit.....	0.90
Poroziteti.....	44.8%
Kohezioni.....	0.15kg/cm ²
Modili i kompresionit.....	50kg/cm ²
Ngarkesa e lejuar.....	1.6-1.8kg/cm ²





Shtresa nr. 2

Perfaqesohet nga depozitime aluviale+proluviale te Kuaternarit te perbera nga suargjila te renda me ngjyre hiri, me lageshti, shume plastike, mesatirshet e ngjeshur.

Vetit fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksion zhavorrore.....	0.0%
Fraksioni ranore.....	22.0%
Fraksioni pluhurore.....	49.9%
Fraksioni argjilore.....	28.1%

Plasticiteti

Kufiri i rrjedheshmerise.....	40.8%
Kufiri i plasticitetit.....	23.7%
Numuri i plasticitetit.....	17.1%
Lageshtia natyrale.....	28.3%
Kopnsistenca.....	0.27
Pesha vellimore.....	1.90gr/cm ³
Pesha specifike.....	2.70gr/cm ³
Pesha e skeletit.....	1.48gr/cm ³
Kendi i ferkimit te brendeshem.....	18 ⁰
Koficienti i porozitetit.....	0.82
Poroziteti.....	42.1%
Kohezioni.....	0.25kg/cm ²
Modili i kompresionit.....	80kg/cm ²
Ngarkesa e lejuar.....	1.8-2.0kg/cm ²





Shtresa nr. 3

Perfaqesohet nga depozitime Aluviale+proluviale te Kuaternarit, te perbera nga zhavore kokerr trashe, kokerr mesem dhe kokerr imet, me perberje gelqeore, mesatarisht te perpunuuar, si material mbushes sherbejne argjilat kafe dhe rerat kokerr imet, mesatarisht te ngjeshura, Kjo shtrese eshte ujembajtese.

Vetit fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Fraksioni zhavorrore.....	60.2%
Fraksioni ranore.....	23.5%
Fraksioni pluhurore.....	10.1%
Argjilore.....	6.2%
Pesha vellimore.....	2.0gr/cm ³
Pesha specifike.....	2.70gr/cm ³
Moduli i kompresionit.....	250kg/cm ²
Kendi i ferkimit te brendeshem.....	34 ⁰
Ngarkesa e lejuar.....	2.5-3.0kg/cm ²

Shtresa nr. 4

Perfaqesohet nga depozitime Aluviale+proluviale te Kuaternarit te perbera nga zhavore kokerr trash dhe kokerr mesem, me perberje gelqerore, te perpunuara, me diameter 1.0cm deri ne 10cm, mesatarishte te ngjeshure, Kjo shtrese eshte ujembajtese.

Vetit fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Pesha vellimore.....	2.10gr/cm ³
Pesha specifike.....	2.71gr/cm ³
Moduli i kompresionit.....	250-300kg/cm ²
Kendi i ferkimit te brendeshem.....	35 ⁰
Ngarkesa e lejuar.....	3.0-3.5kg/cm ²





Shtresa nr. 5

Perfaqesohet nga formacioni baze i perbere nga Konglomerate. Me ngjyre bezhe, me cimentim silicore, shume i forte.

Vetit fiziko-mekanike per kete shtrese jane:

Pasha vellimore	2.515gr/cm ³
Rezistenca ne shtypje	80Mpa
Kohezioni.....	40kg/cm ²
Koficienti i fortesise	8.0

NORD COMAT

HEAD OFFICE - TIRANE; Mob: +355 52 50 337; NIPT: L 08501501 Q

Tirane, Dajt, Rruga "Muhamet Deliu" Pallat I Firmës "DODAJ", Kati I, afër Restorant Fresku; Tel: 044 5255111; E-mail: info@nordcomat.com





8- PËRFUNDIME

1. Duke u mbeshtetur në materialin e grumbulluar, për fazën e project-zbatimit së përgjithëshem, për studimin gjeologo-inxhinierik të sheshit të ndërtimit, janë veçuar 5 shtresa, me veti fiziko-mekanike të ndryshme. Në vartësi të kushteve të formimit kemi veçuar shtresën nr-1, 2, 3 dhe 4) i përkasin depozitimeve Aluviale+proluviale të Kuaternarit dhe shtresa nr. 5 formacionit bazë.
2. Shtresa nr. 3 dhe nr. 4 janë shtresa ujembajtëse
3. Në sheshin e ndërtimit nuk vërehen fenomene negative si (rreshqitje, carje) etj.
4. Rekomandojme që themeli i pilotave për mbikalimin të mbeshtetet në shtresën nr. 5.
5. Sheshi i ndërtimit karakterizohet nga kushte të mira gjeologo-inxhinierik.

NORD COMAT

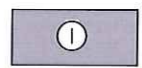
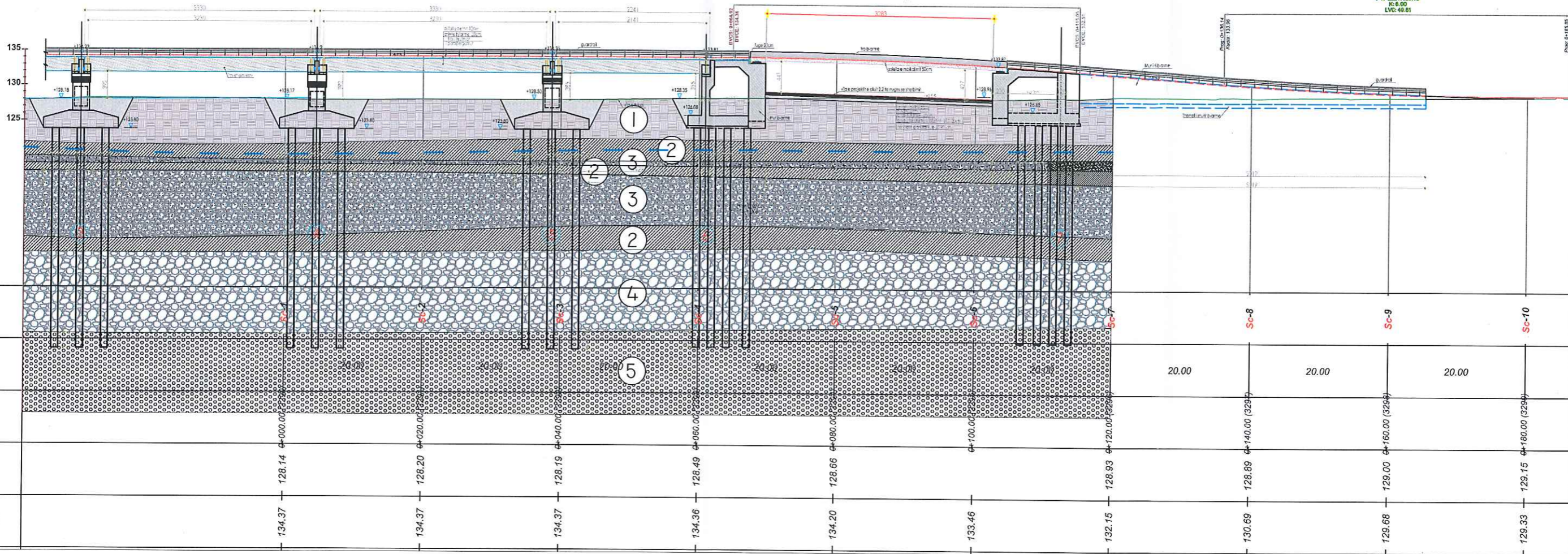
HEAD OFFICE - TIRANE; Mob: +355 52 50 337; NIP: L 08501501-Q

Tirane, Dajti, Rruga "Muhamet Deliu" Pallat I Firmës "DODAJ", Kati I, afër Restorant Fresku; Tel: 044 525511; E-mail: info@nordcomat.com



PRERJA GJATESORE E MBIKALIMIT 3 TE RRUGES URBA NE NYJA IV (ANA E LANES, PJESA 2)
 Shkalla 1:400

LOW PT STA: 0+01.02
 LOW PT ELEV: 424.32
 PM STA: 0+161.00
 PM ELEV: 129.13
 R=6.00
 LVC: 49.61



SUARGJILA TE MESME, ME NGJYRE KAFE, ME LAGESHTI, PLASTIKE, MESATARISHT TE NGJESHURA



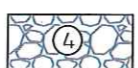
ZHAVORR KOKERRTRASHE, KOKERMESEM, KOKERRIMET, ME PERBERJE GELQERORE, MESATARISHT TE PERPUNUARA, SI MATERIAL MBUSHES SHERBEN ARGJILA KAFE DHE RERAT KOKERRIMET, MESATARISHT E NGJESHUR. KJO ESHTRE SHTRESE UJEMBAJTESE



FORMACION BAZE, I PERBERE NGA KONGLOMERATE, ME NGJYRE BEZHE, ME CIMENTIM SILICOR, SHUME I FORTE



SUARGJILA TE RENDA ME NGJYRE HIRI, SHUME PLASTIKE, ME LAGESHTI, MESATARISHT TE NGJESHURA



ZHAVORRE ME DIMENSION TE DIAMETRIT (1-10) CM, MESATARISHT TE NGJESHURA, TE PERPUNUARA

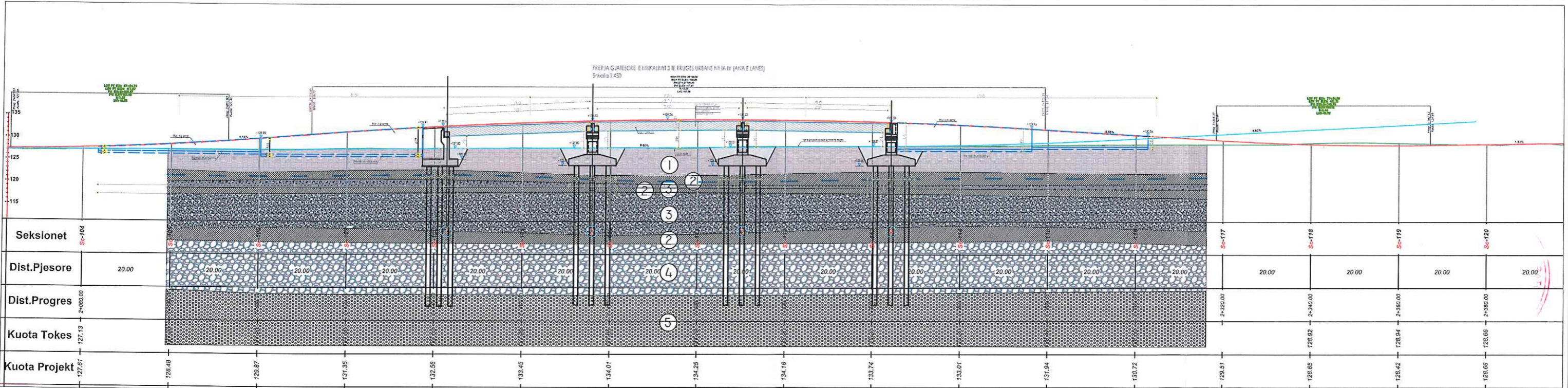
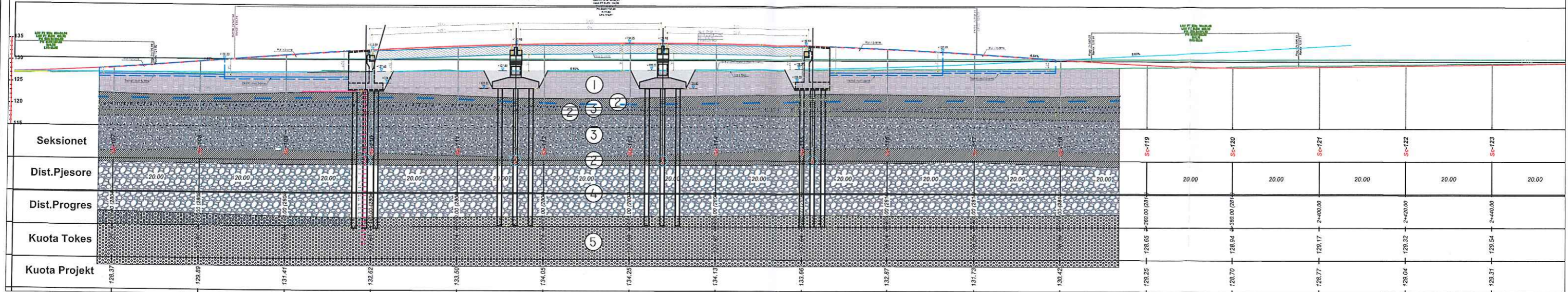


NIVELI I UJERAVE NENTOKESORE - 14M NGA SIPERFAQJA

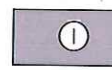
PUNOI:
 ING. DEFRIM SHKURBI
 ING. ARANIT KACEDERJA



INVESTITORI	SIPËRMARRESI I PUNIMEVE	MBIKËQYERSI I PUNIMEVE	EMËRTIMI I OBJEKTIT	Përshkrimi: PRERJET GJEOLGJIKE	
AUTORITETI RRUGOR SHQIPTAR	BOE"Victoria Invest Internacional& Victoria Invest " sh.p.k Përfaqësuar nga " Victoria Invest Internacional " sh.p.k Administrator. Valbona KUCI Drejtues Teknike.Ing.Bela Celemengo	" Infratech & Arkimade " sh.p.k Përfaqësuar nga " Infratech " sh.p.k Drejtues Teknik/Ligjore Ing. Filjana Veizaj	REHABILITIMI I SEGMENTIT RRUGOR "MBIKALIMI PALLATI ME SHIGJETA-RRETHRROTULLIMI SHQIPONJA,LOTI 3	Fleta:2	MBIKALIMI
				Formati: A2 Shkalla:	



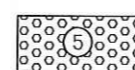
LEGJENDA:



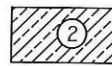
SUARGJILA TE MESME, ME NGJYRE KAFE, ME LAGESHTI, PLASTIKE, MESATARISHT TE NGJESHURA



ZHAVORR KOKERRTRASHE, KOKERRMESEM, KOKERRIMET, ME PERBERJE GELQERORE, MESATARISHT TE PERPUNUARA, SI MATERIAL MBUSHES SHERBEN ARGJILA KAFE DHE RERAT KOKERRIMET, MESATARISHT E NGJESHUR. KJO ESHTRE UJEMBAJTESE



FORMACION BAZE, I PERBERE NGA KONGLOMERATE, ME NGJYRE BEZHE, ME CIMENTIM SILICOR, SHUME I FORTE



SUARGJILA TE RENDA ME NGJYRE HIRI, SHUME PLASTIKE, ME LAGESHTI, MESATARISHT TE NGJESHURA



ZHAVORRE ME DIMENSION TE DIAMETRIT (1-10) CM, MESATARISHT TE NGJESHURA, TE PERPUNUARA



NIVELI I UJERAVE NENTOKESORE - 14M NGA SIPERFAQJA

PUNOI:

ING. DEFRIM SHUKRI
ING. ARANIT KACEDJA



INVESTITORI	SIPËRMARRESI I PUNIMEVE	MBIKËQYERSI I PUNIMEVE	EMËRTIMI I OBJEKTIT	Përshkrimi: PRERJET GJEOLGJIKE	
AUTORITETI RRUGOR SHQIPTAR	BOE"Victoria Invest Internacional& Victoria Invest " sh.p.k Përfaqësuar nga " Victoria Invest Internacional " sh.p.k	" Infratech & Arkimade " sh.p.k Përfaqësuar nga " Infratech " sh.p.k	REHABILITIMI I SEGMENTIT RRUGOR "MBIKALIMI PALLATI ME SHIGJETA-RRETHROTULLIMI SHQIPONJA,LOTI 3	Fleta:1	
	Administrator. Valbona KUCI Drejtuës Teknike.Ing.Bela Celemengo	Drejtuës Teknik/Ligjore Ing. Filjana Veizaj		Formati: A2 Shkalla:	MBIKALIMI

LOT 3-UNAZA, TIRANË
RELACIONI TEKNIK
ANEKSI 2

INGENIUM, PF

ANEKSI 2	Projekti:	Projektimi i Mbështetëjeve Anësore. Kontrolli i Ekuilibrit Statik	Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3	Fleta numër/Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrolli:
	Datë:		Datë:

PROJEKTIMI I MBËSHTETEJES ANËSORE [BALLNA]

1. PARAMETRAT GJEOTEKNIKE

Parametrat Gjeoteknike të shtresave ku mbështetet themeli i Ballnës

$D_f = 4.11$ [m] thellësia e zhytjes nga niveli i tokës
 $n.u.n = 4.5$ [m] niveli i ujërave nëtokësore nga niveli i tokës

Shtresa Nr.1: Suargjila të mesme, me ngjyrë kafe, me lagështi, plastike të buta, mesatarisht të ngjeshura

$c = 0.15$ [kg/cm²] kohezioni sipas të dhënave në terren
 $\phi = 14$ [° gradë] këndi i fërkimit i matur
 $\gamma = 1850$ [kg/m³] densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
 $H_{mes} =$ [m] trashësia mesatare e shtresës
 $c = 15$ [kN/m²] vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
 $\gamma^* = 18$ [kN/m³] pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f

Shtresa Nr.2: Suargjila të rënda me ngjyrë hiris, me lagështi, shumë plastike, mesatarisht e ngjeshur

$c = 0.25$ [kg/cm²] kohezioni sipas të dhënave në terren
 $\phi = 18$ [° gradë] këndi i fërkimit i matur
 $\gamma = 1900$ [kg/m³] densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
 $H_{mes} =$ [m] trashësia mesatare e shtresës
 $c = 25$ [kN/m²] vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
 $\gamma^* = 19$ [kN/m³] pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f

Shtresa Nr.3: Zhavorre kokërr trashë, kokërr mesëm dhe kokërr imët me përbërje gëlqerore. Shtresë Ujëmbajtëse

$c = 0$ [kg/cm²] kohezioni sipas të dhënave në terren
 $\phi = 34$ [° gradë] këndi i fërkimit i matur
 $\gamma = 2000$ [kg/m³] densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
 $H_{mes} =$ [m] trashësia mesatare e shtresës
 $c = 0$ [kN/m²] vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
 $\gamma^* = 20$ [kN/m³] pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f

Shtresa Nr.4: Zhavorre kokërr trashë, kokërr mesëm dhe kokërr imët me përbërje gëlqerore. Shtresë Ujëmbajtëse

$c = 0$ [kg/cm²] kohezioni sipas të dhënave në terren
 $\phi = 35$ [° gradë] këndi i fërkimit i matur
 $\gamma = 2100$ [kg/m³] densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
 $H_{mes} =$ [m] trashësia mesatare e shtresës
 $c = 0$ [kN/m²] vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
 $\gamma^* = 21$ [kN/m³] pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f

ANEKSI 2	Projekti:	Projektimi i Mbështetëseve Anësore. Kontrolli i Ekuilibrit Statik	Referenca
	Seksioni	Ballina M1, M2 dhe M3	Fleta numër/Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrolli:
	Datë:		Datë:

Shtresa Nr.5: Formacion bazë i përbërë nga konglomerate, ngjyrë bezhë, me çimentim silicore, shumë i fortë

$c =$	40	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
$\phi =$	0	[° gradë]	këndi i fërkimit i matur
$\gamma =$	2515	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D ₁
$R_{sh} =$	80	[Mpa]	rezistenca në shtypje
$H_{mes} =$			trashësia mesatare e shtresës
$c =$	3,923	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
$\gamma =$	25	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë Df

2. GJEOMETRIA

BALLNA

$B_{x,1} =$	8.2	[m]
$B_{x,2} =$	4.8	[m]
$B_{x,3} =$	1.2	[m]
$B_{x,4} =$	2.2	[m]
$B_{x,5} =$	0.65	[m]
$B_{x,6} =$	1.85	[m]
$B_{x,7} =$	0.25	[m]
$B_{x,8} =$	0.35	[m]
$B_{x,9} =$	1.25	[m]

$H_1 =$	7.52	[m]
$H_2 =$	1.5	[m]
$H_3 =$	5.05	[m]
$H_4 =$	2.47	[m]
$H_5 =$	3.1	[m]
$H_6 =$	0.75	[m]
$H_7 =$	1.2	[m]
$H_8 =$	1.3	[m]
$H_9 =$	1.17	[m]

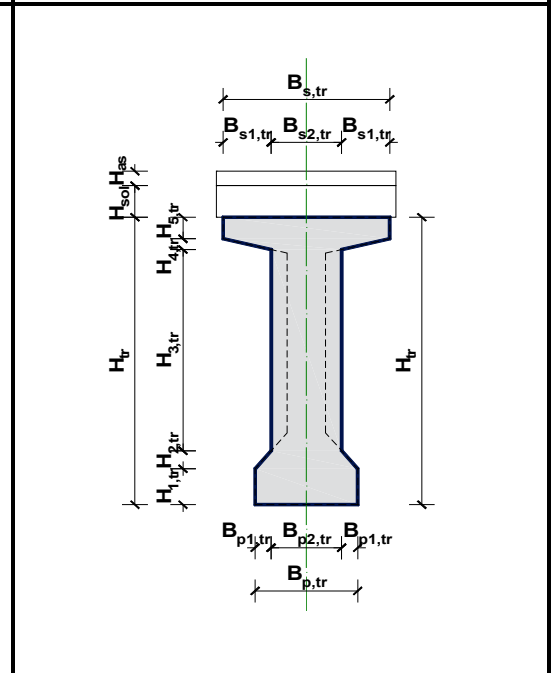
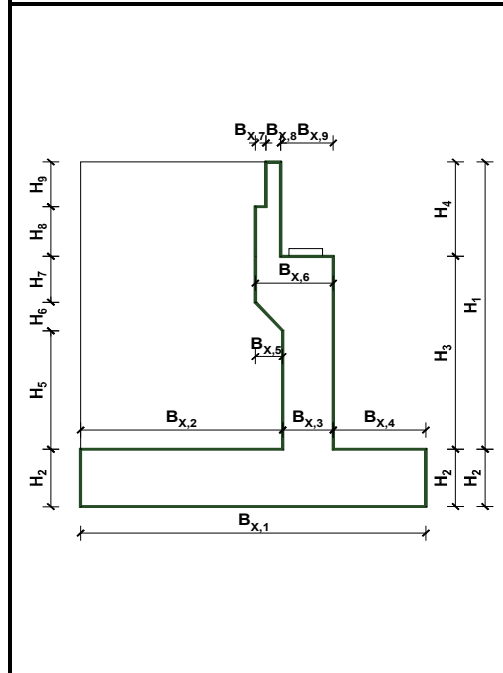
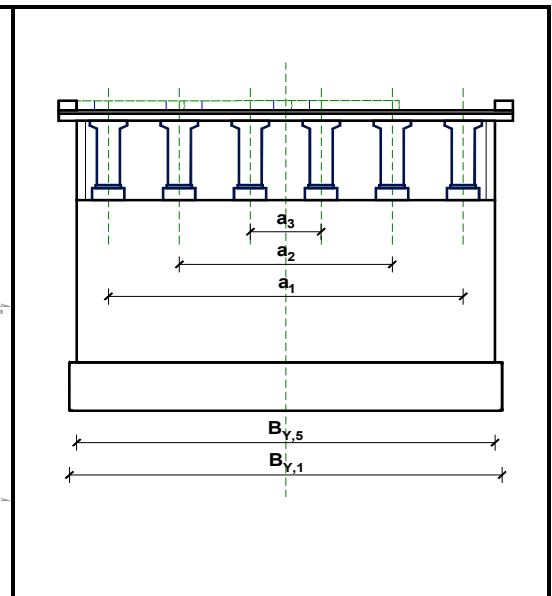
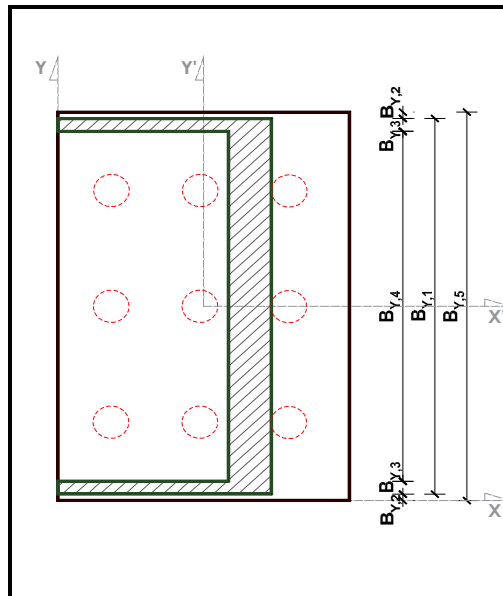
$B_{y,1} =$	12.07	[m]
$B_{y,2} =$	0.2	[m]
$B_{y,3} =$	0.4	[m]
$B_{y,4} =$	10.87	[m]

TRARËT

$n_{s,tr} =$	6	[copë]
$B_{s,tr} =$	1.04	[m]
$B_{s1,tr} =$	0.3	[m]
$B_{s2,tr} =$	0.44	[m]
$B_{p1,tr} =$	0.64	[m]
$B_{p2,tr} =$	0.1	[m]
$B_{p3,tr} =$	0.44	[m]
$H_{tr} =$	2	[m]
$H_{1,tr} =$	0.25	[m]
$H_{2,tr} =$	0.13	[m]
$H_{3,tr} =$	1.4	[m]
$H_{4,tr} =$	0.08	[m]
$H_{5,tr} =$	0.15	[m]
$L_{tr} =$	32.1	[m]

SHTRESAT

$H_{sol} =$	0.22	[m]
$H_{os} =$	0.1	[m]
$L_{sht} =$	0.15	[m]
$B_{sol} =$	12.5	[m]
$B_{sht} =$	11.5	[m]
$\gamma_{sfall} =$	22	[kN/m ³]



ANEKSI 2	Projekti:	Projektimi i Mbështetetjeve Anësore. Kontrolli i Ekuilibrit Statik	Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3	Fleta numër/Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrolli:
	Datë:		Datë:

3. GJËNDJA KUFTARE E AFTËSISË MBAJTËSE TË BAZAMENTIT [ULS]

3.1 FORCAT DHE VEPRIMET VERTIKALE NË BALLNA

$G_{k,1}^{ballna}$	3,264	[kN]	Pesha vetjake e ballnës
$G_{k,2}^{ballna}$	3,712	[kN]	Pesha vetjake e pllakës së themelit të ballnës
$G_{k,3}^{mb}$	7,121	[kN]	Pesha vetjake e materialit mbushës pas ballnës
$G_{k,4}^{trarë L/2}$	2,365	[kN]	Pesha vetjake e trarëve të parandërrur të mbistrukturës
$G_{k,5}^{soletë L/2}$	1,104	[kN]	Pesha vetjake e soletës së mbistrukturës
$G_{k,6}^{shtresa L/2}$	407	[kN]	Pesha vetjake e shtresave të mbistrukturës
$G_{k,7}^{trotuar}$	401	[kN]	Pesha vetjake e trotuarit të mbistrukturës
$G_{k,8}$	100	[kN]	Pesha nominale e elementëve jo-strukturore
S_x	0	[kN]	3cm çedim të bazamentit të ballnës

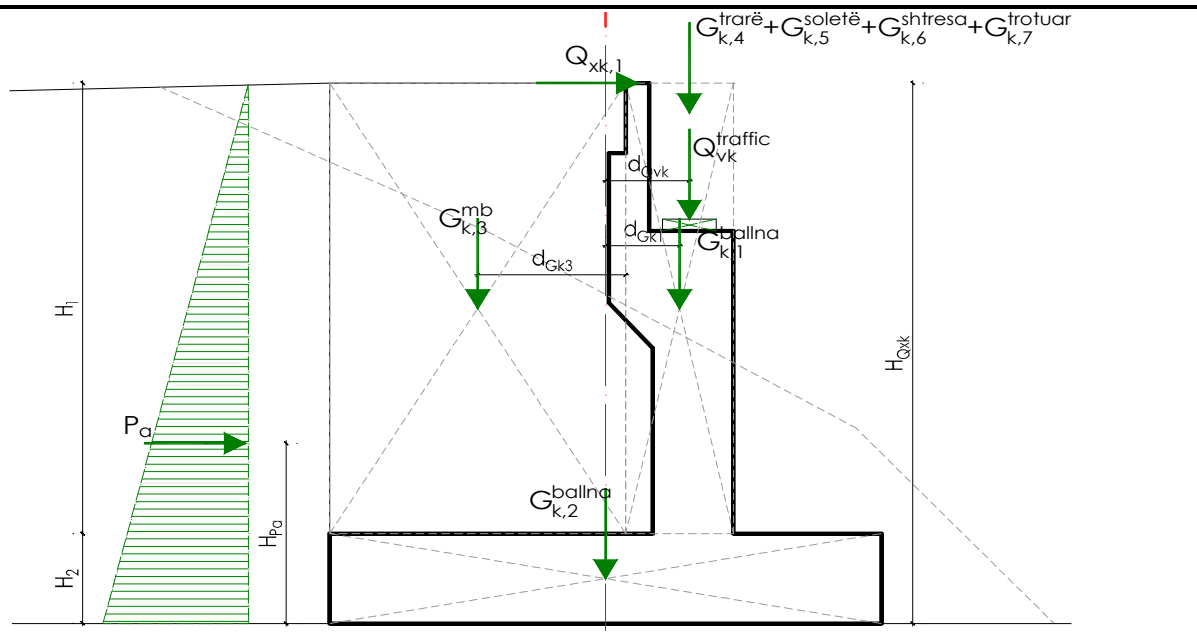
3.2 VEPRIMET HORIZONTALE PREJ TRAFIKUT

$Q_{xk,1}$	447	[kN]	Vlera karakteristike e forcës horizontale të frenimit ose përshpejtitimit në nivelin e shtresës asfaltike
------------	-----	------	---

3.3 VEPRIMET TËRTHORE DHE CENTRIFUGALE

$Q_{k,1}$	0	[kN]	Veprim tërthor centrifugal
$Q_{ik}=0.2 \cdot Q_v$; $R < 200$ m			
$Q_{ik}=40 \cdot Q_v/R$; 200 m $\leq R < 1500$ m			
$Q_{ik}=0$; $R > 1500$ m			

3.4 KONTROLI STR/GEO PËR GJËNDJEN KUFTARE TË AFTËSISË MBAJTËSE [ULS]



$d_{Gk,1}$	1.1	[m]	distanca e veprimit të peshës së murit të ballnës ndaj aksit gjeometrik të themelit
$d_{Gk,2}$	1.9	[m]	distanca e veprimit të peshës së materialit mbushës pas ballnës ndaj aksit gjeometrik të themelit
d_{Gvk}	1.25	[m]	distanca e veprimeve prej ngarkesave të trafikut por edhe peshës së elementëve strukturor mbi ballnë përkundër aksit gjeometrik të themelit
H_{p0}	3.01	[m]	lartësia nga bazamenti e veprimit të presionit anësor të dheut mbushës pas ballnës
H_{Gvk}	9.02	[m]	lartësia nga bazamenti e veprimit të forcave horizontale përgjatë aksit të urës

ANEKSI 2	Projekti: Projektimi i Mbështetëseve Anësore. Kontrolli i Ekuilibrit Statik	Referenca
	Seksioni Ballina M1, M2 dhe M3	Fleta numër/Rishikimi
	Llogariti: INGENIUM Datë:	Kontrolli: INGENIUM Datë:

EN 1991.2.2003 - Tabela 4.4a - Vlerësim i i grupit të ngarkesave të trafikut (Vlerat karakteristike)

Tipi i Ngarkesës	Karrexhate						Trotuare	
	Forcat vertikale			Forcat Horizontale				
Referenca	4.3.2	4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(I)
Sistemi i Ngarkesave	LM1 - TS	LM1 - UDL	LM2	LM3 - TS	LM4 - UDL	Fr./Shp.	Centrifugale	UDL
Grupi i Ngarkesave	gr1a	1,177.57	3,090.51					
	gr1b							
	gr2	1,177.57	3,090.51			446.67	0.00	
	gr3							
	gr4					936.52		
gr5	492.52	2,622.25		831.47				

Kombinimi themelor për kontrollin në aftësi mbajtëse [ULS] sipas Eq.6.10 dhe tabelës A2.4(B) të EN1990

	$n=3$ nr. Korsive $Q_{k1}=300$ [kN] $Q_{k2}=200$ [kN] $Q_{k3}=100$ [kN] $q_{k1}=9$ [kN/m ²] $q_{k2}=2.5$ [kN/m ²] $q_{k3}=2.5$ [kN/m ²] $q_{kR}=2.5$ [kN/m ²] $y_1=1$ [m] $y_2=0.96$ [m] $d_{Qk1}=1.2$ [m] $L=32$ [m]	$B=11.67$ [m] $w_1=3$ [m] $w_2=3$ [m] $w_3=3$ [m] $R=2.67$ [m]	$V_{dA} - TS$ 1,177.57 [kN] $V_{dA} - UDL$ 3,090.51 [kN]
<p style="text-align: center;">SKEMË NGARKIMI - LM3</p>	$n=1$ nr. Korsive $Q_{k3}=150$ [kN] $d_{Qk3}=1.5$ [m] $y_1=1$ [m] $y_2=0.95$ [m] $y_3=0.94$ [m] $y_4=0.91$ [m] $y_5=0.88$ [m] $y_6=0.86$ [m]		$V_{dA} - TS$ 831.47 [kN]
<p style="text-align: center;">SKEMË NGARKIMI PËR GRUPIN LM1+LM3</p>	$n_{LM}=2$ nr. Korsive $Q_{k1[w2]}=300$ [kN] $Q_{k1[w3]}=200$ [kN] $d_{Qk1}=1.2$ [m] $Q_{k3[w1]}=150$ [kN] $d_{Qk3}=1.5$ [m]		$V_{dA} - TS [LM1]$ 492.52 [kN] $V_{dA} - TS [LM3]$ 831.47 [kN] $V_{dA} - UDL [LM1]$ 2,622.25 [kN]
<p style="text-align: center;">SKEMË NGARKIMI - LM4</p>	$q_{kR}=5$ [kN/m ²]		$V_{dA} - UDL [LM4]$ 936.52 [kN]

ANEKSI 2	Projekti: Projektimi i Mbështetetjeve Anësore. Kontrolli i Ekuilibrit Statik	Referenca
	Seksioni Ballna M1, M2 dhe M3	Fleta numër/Rishikimi
	Llogariti: INGENIUM Datë:	Kontrolli: INGENIUM Datë:

$$\sum_{j \geq 1} (1,35 G_{k,j,sup} \text{ or } 1,00 G_{k,j,inf}) "+" (1,00 \text{ or } 0) \times S "+"$$

Leading action, **gr1a** accompanying

$$1,35 \times (TS + UDL + q_{rk}^*) + 1,5 \times \begin{cases} \min(0,6 F_{Wk}, F_w^*) \\ \text{or } 0,6 T_k \end{cases}$$

1,35 gr1b
1,35 gr2 + 1,5 × 0,6 T_k
1,35 (gr3 or gr4) + 1,5 × 0,6 T_k
1,35 gr5
1,5 T_k + 1,35 × (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{rk}^*)
1,5 F_{Wk}
1,5 Q_{Sn,k} **ψ₀gr1a**

VEPRIMET STRUKTURORE
REAKSIONI VERTIKAL I PROJEKTIMIT PREJ VEPRIMIT TË NGARKESAVE TË TRAFIKUT NË BALLNA DHE PESHËS VETJAKE TË ELEMENTEVE STRUKTURORE PËR GJYSMËN E HAPËSIRËS SË URËS

VEPRIMET VERTIKALE NË BAZAMENT	KOMBINIMI			
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA3
Y _{G,sup}	1.35	1	1.35	1.35
Y _{G,inf}	1	1	1	1
Y _{G,set}	1.35	1	1.35	1.35
Y _G	1.5	1.15	1.5	1.5
V _{d,Gr1a} [kN]	30,702	23,511	30,702	30,702
V _{d,Gr4} [kN]	26,205	19,679	26,205	26,205
V _{d,Gr5} [kN]	30,268	23,141	30,268	30,268
V_{d,max} [kN]	30,702	23,511	30,702	30,702

VEPRIMET STRUKTURORE
FORCA HORIZONTALE E PROJEKTIMIT PREJ FRENIMIT APO PËRSHPEJTIMIT SHPËRNDARË PËRGJATË KORSISË LLOGARITËSE [SKEMË NGARKIMI LM1]

VEPRIMET HORIZONTALE NË SIPËRFAQE TË URËS	KOMBINIMI			
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA3
Y _{G,sup}	1.35	1	1.35	1.35
Y _{G,inf}	1	1	1	1
Y _{G,set}	1.35	1	1.35	1.35
Y _G	1.5	1.15	1.5	1.5
F_{xd} [kN]	603	514	603	603

Sipas Eq. 6.10b të EN1990:2002, për kombinimin e pafavolshëm Y_{Gj,sup} do të faktorizohet me ξ=0.85

VEPRIMET GJEOTEKNIKE:
PRESIONI ANËSOR LLOGARITËS I MATERIALIT MBUSHËS PAS BALLNËS

PRESIONI ANËSOR	KOMB 1	KOMB 2	KOMBINIMI			
	M1	M2	DA1-1	DA1-2	DA2	DA3
Y _σ	1	1.25				
Y _c	1	1.25				
Y _{cu}	1	1.4				
Y _{qu}	1	1.4				
Y _v	1	1				
	Pa [kN]		927	842	927	842

MATERIAL GRANULAR PËR MBUSHJE PAS BALLNËS

γ = 21 [kN/m³]
c = 18 [kN/m²]
φ = 30 [° gradë]

γ=pesha volumore e materialit mbushës
c=kohezioni sipas të dhënave në terren
φ=Këndi i fërkimit të brendshëm

ANEKSI 2	Projekti:	Projektimi i Mbështetetjeve Anësore. Kontrolli i Ekuilibrit Statik	Referenca
	Seksioni	Ballina M1, M2 dhe M3	Fleta numër/Rishikimi
	Llogaritësi: Datë:	INGENIUM Kontrolli: Datë:	INGENIUM Miratoi: Datë:

4. LLOGARITJA E PRESIONIT TË LEJUAR NË TABAN

AFTËSIA MBAJTËSE E BAZAMENTIT			
D_f	4.11	[m]	thellësia e jastëkut të pilotave
L	12.07	[m]	përmasa më e madhe në plan e seksionit të jastëkut
B	8.2	[m]	përmasa më e vogël në plan e seksionit të jastëkut
e	0.5	[m]	gjatësia nga aksi i kolonës së skajit, te skaji i jastëkut të pilotave
c	0.15	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	14	[° gradë]	Këndi i fërkimit të brendshëm
ϕ'	14	[° gradë]	Këndi i fërkimit të brendshëm në kushte me drenim
ϕ_{ps}	4	[° gradë]	Këndi i fërkimit të zvogëluar - Nqs $L/B > 1$ atëherë $\phi = 1.5\phi - 17$
γ	1850	[kg/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
c'	14.71	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ'	18.15	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
$q_{ult(Mey)}$	220.86	[kN/m ²]	sipas formulës së Meyerhof (1963)
$q_{ult(Han)}$	271.41	[kN/m ²]	sipas formulës së Hansen's (1970)
$q_{ult,DA1-1}$	519.86	[kN/m ²]	sipas EN1997-1, Situata e projektimiti DA1-1
$q_{ult,DA1-2}$	519.28	[kN/m ²]	sipas EN1997-1, Situata e projektimiti DA1-2
$q_{ult,DA2}$	519.86	[kN/m ²]	sipas EN1997-1, Situata e projektimiti DA2
$q_{ult,DA3}$	520.13	[kN/m ²]	sipas EN1997-1, Situata e projektimiti DA3
q_{ult}	220.86	[kN/m ²]	vlera e pranuar e kapacitetit mbajtës
q	310.20	[kN/m ²]	presioni i tokës i shkaktuar nga pesha e objektit (pesha e dheut të hequr nga struktura)
F	2.5		faktori i sigurisë i pranuar
$q_{net(all)}$	88.34	[kN/m ²]	kapaciteti mbajtës i lejuar

Meyerhof (1963)		Hansen (1970)		EN1997-1 [Formë drejtkëndore]		
Faktorët e formës	Faktorët e thellësisë	Faktorët e formës	Faktorët e thellësisë	Faktorët e formës	Faktorët e inkl. të them.	
$s_c =$	1.16	$s_c =$	1.16	$s_c = f(B' \text{ dhe } L')$	$b_c =$	1.00
$s_q =$	1.00	$s_q =$	1.05	$s_q = f(B' \text{ dhe } L')$	$b_q =$	1.00
$s_\gamma =$	1.00	$s_\gamma =$	0.73	$s_\gamma = f(B' \text{ dhe } L')$	$b_\gamma =$	1.00
$K_p =$	1.15	$k =$	0.50		$\alpha =$	0.00
$q' =$	74.59	$q' =$	74.59	$q' =$	74.59	
$N_q =$	1.43	$N_q =$	1.43	$N_q =$	3.59	
$N_c =$	6.19	$N_c =$	6.19	$N_c =$	10.37	
$N_\gamma =$	0.04	$N_\gamma =$	0.05	$N_\gamma =$	1.29	

ANEKSI 2	Projekti:	Projektimi i Mbështetetjeve Anësore. Kontrolli i Ekuilibrit Statik	Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3	Fleta numër/Rishikimi
	Llogariti: Datë:	INGENIUM Kontrolli: Datë:	INGENIUM Miratoi: Datë:

KONTROLLI I EKUILIBRIT TË BALLNËS SIPAS KOMBINIMIT THEMELOR TË VEPRIMEVE VERTIKALE DHE HORIZONTALE									
KONTROLLI	KOMBINIMI THEMELOR SIPAS Eq. 6.10b të EC1				Faktori	KOMBINIMI			
	DA1-1	DA1-2	DA2	DA3		DA1-1	DA1-2	DA2	DA3
F_{Vij} [kN]=	30,702	23,511	30,702	30,702	$G_{k,1}^{ballna}$	4,406	3,264	4,406	4,406
R_{ij} [kN]=	34,868	34,608	24,906	34,990	$G_{k,3}^{mb}$	9,613	7,121	9,613	9,613
{ F_{Vij} - R_{ij} , "KALON", "NUK KALON"}	KALON	KALON	NUK KALON	KALON	$G_{k,4}^{trare\ L/2}$	3,193	2,365	3,193	3,193
e_B = jashtëqëndërsia e veprimit të rezultantes vertikale të veprimeve në bazë sipas drejtimit gjatësor të urës;					$G_{k,5}^{solete\ L/2}$	1,490	1,104	1,490	1,490
e_L = jashtëqëndërsia e veprimit të rezultantes vertikale të veprimeve në bazë sipas drejtimit tërthor të urës;					$G_{k,6}^{shtrresa\ L/2}$	549	407	549	549
$e_B = M_y / F_{Vij}$; $M_y = P_a \cdot H_{pa} + Q_{yk} \cdot H_{qyk} - G_{k,3} \cdot d_{Gk,3} + G_{k,1} \cdot d_{Gk,1} + \sum G_{k,i} \cdot d_{Gk,i} + Q_{yk} \cdot d_{Qk}$					$G_{k,7}^{trotuar}$	542	401	542	542
$e_L = M_x / F_{Vij}$; $M_x = Q_{yk} \cdot H_{qyk}$					$G_{k,8}$	135	100	135	135
$R = (B - 2e_B) \cdot (L - 2e_L) \cdot [c' \cdot N_c + b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_{q(\theta)} \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \gamma' \cdot (B - 2e_B) \cdot N_{\gamma(\theta)} \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma]$					S_k	0	0	0	0
$R_{ij} = R / \gamma_{R,V}$					$Q_{yk,1}$	603	447	603	603
REZULTON SE BAZAMENTI NUK SIGURON AFTËSINË MBAJTËSE TË KËRKUAR PËR PËRBALLIMIN E VEPRIMEVE DHE NGARKESAVE NË BALLNA. DUHET TË MERRRET NË KONSIDERATË MBËSHËTETJA E BALLNËS MBI THEMELE TË THELLA.					Q_{vk}	30,702	23,511	30,702	30,702
					P_a	927	842	927	842
					e_B	1.322	1.339	1.322	1.313
					e_L	0.00	0.00	0.00	0.00
					$\gamma_{R,V}$	1	1	1.4	1

GJËNDJA KUFTARE E SHËRBYESHMËRISË [SLS]

Gjëndja kufitare e shërbyeshmërisë do të kryhet për themelet e thella ku do të mbështetet ballna.

LOT 3-UNAZA, TIRANË
RELACIONI TEKNIK
ANEKSI 3-1

INGENIUM, PF

ANEKS 3.1	Projekti:	Projektimi i Themeleve me Pilota për Mbështetjen e Ballnës	Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrolli: INGENIUM
	Datë:		Datë:

PROJEKTIMI I THEMELEVE ME PILOTA PËR MBËSHTETJEN E BALLNËS

1. PARAMETRAT GJEOTEKNIKE

1.1 Tipologjia e shtresave ku mbështetet themeli i Ballnës.

D_f	4.11	[m]	thellësia e zhytjes nga niveli i tokës
n.u.n	4.50	[m]	niveli i ujërave nëntokësore nga niveli i tokës
T-I) Shtresa Nr.1: Suargjila të mesme, me ngjyrë kafe, me lagështi, plastike të buta, mesatarisht të ngjeshura			
c	0.15	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	14	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	1,850	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	50	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	44.8	[%]	poroziteti
c	14.71	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	18.15	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	4,905.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes
T-II) Shtresa Nr.2: Suargjila të rënda me ngjyrë hiri, me lagështi, shumë plastike, mesatarisht e ngjeshur			
c	0.25	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	18	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	1,900	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	80	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	42.1	[%]	poroziteti
c	24.52	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	18.64	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	7,848.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes
T-III) Shtresa Nr.3: Zhavorre kokërr trashë, kokërr mesëm dhe kokërr imët me përbërje gëlqerore. Shtresë Ujëmbajtëse			
c	0.00	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	34	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	2,000	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	250	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	0	[%]	poroziteti
c	0.00	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	19.62	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	24,525.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes
T-IV) Shtresa Nr.4: Zhavorre kokërr trashë, kokërr mesëm dhe kokërr imët me përbërje gëlqerore. Shtresë Ujëmbajtëse			
c	0.00	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	35	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	2,100	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	250	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	0	[%]	poroziteti
c	0.00	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	20.60	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	24,525.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes
T-V) Shtresa Nr.5: Formacion bazë i përbërë nga konglomerate, ngjyrë bezhë, me çimentim silicore, shumë i fortë			
c	40.00	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	0	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	2,515	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	0	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	0	[%]	poroziteti
R_{sh}	80	[Mpa]	rezistenca në shtypje
c	3,922.66	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	24.67	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	0.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes

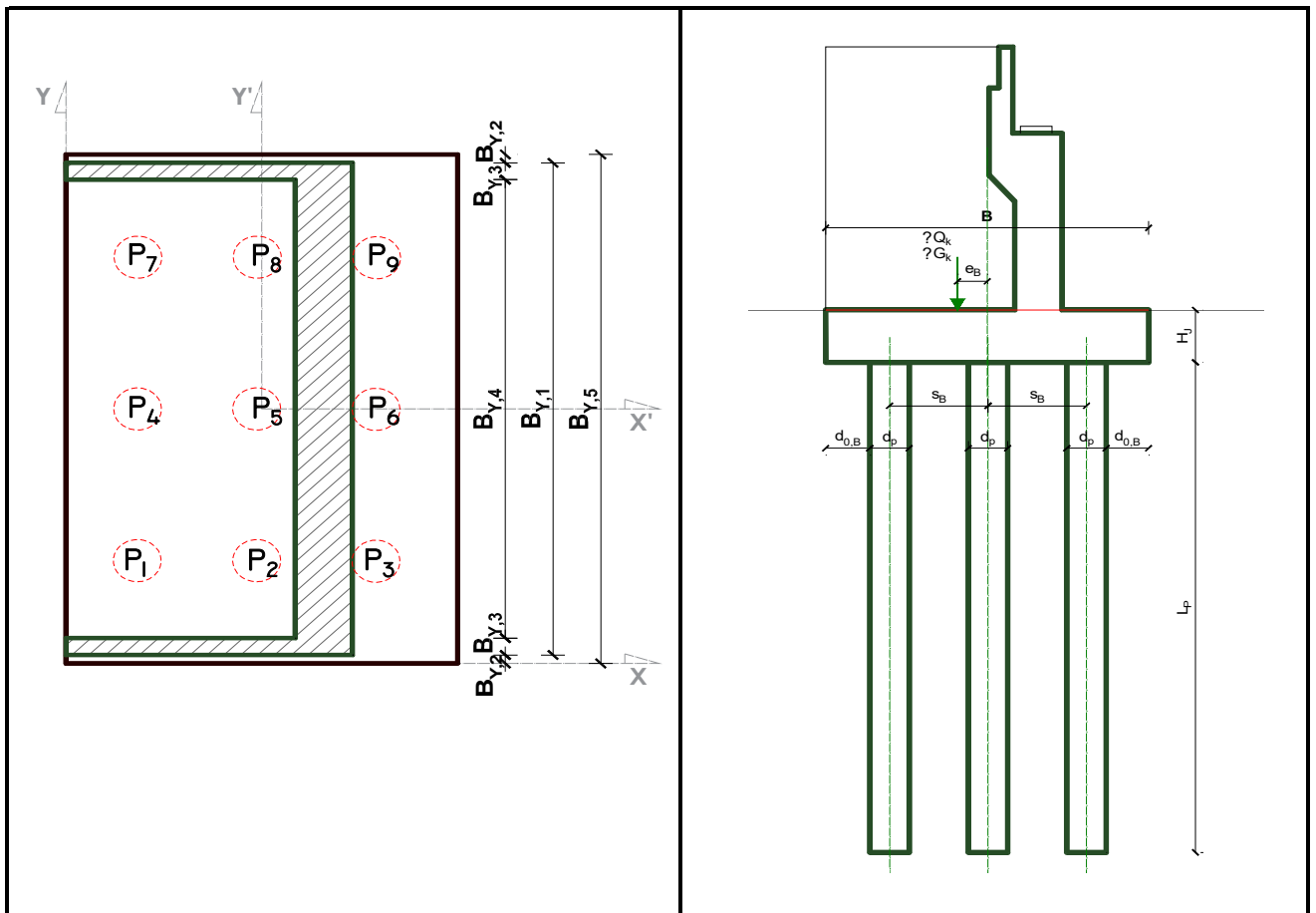
ANEKS 3.1	Projekti:	Projektimi i Themeleve me Pilota për Mbështetjen e Ballnës	Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrolloi: INGENIUM
	Datë:		Datë:

1.2 Shtresëzimi i shtresave sipas profilit gjeologjik

TABELA 1 - TIPOLOGJIA E SHITRESAVE

Nr. Shtrese	Tipologjia	H_{mes} [m]	H_{tot} [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E_d [kN/m ²]	e [%]	Lloji dherave@shtresë	
									kohezive	jokohezive
1	T-I	0.4	0.4	18.15	14	14.71				
2	T-II	2.3	2.7	18.64	18	24.52				
3	T-III	1.7	4.4	19.62	34	0.00				
4	T-II	1.2	5.6	18.64	18	24.52				
5	T-III	8.6	14.2	19.62	34	0.00				
6	T-II	2.85	17.05	18.64	18	24.52				
7	T-IV	10.9	27.95	20.60	35	0.00				
8	T-V	2.1	30.05	24.67	0	3,922.66				

2. GJEOMETRIA



$L=$	10	[m]	përmasa më e madhe e plakës së themelit [jastëkut]. Gjatësia.
$B=$	8	[m]	përmasa më e vogël e pllakës së themelit [jastëkut]. Gjerësia.
$H_1=$	1.5	[m]	trashësia e pllakës së themelit
$L_p=$	28	[m]	Thellësia e zhytjes së pilotave
$d_p=$	1	[m]	diametri i pilotave
$s_B=$	2.5	[m]	distanca e pilotave nga aksi në aks sipas drejtimit të gjerësisë së themelit
$s_L=$	3.6	[m]	distanca e pilotave nga aksi në aks sipas drejtimit të gjatësisë së themelit
$d_{0,B}=$	0.5	[m]	dhëmbi i themelit nga pilota sipas drejtimit të gjerësisë së themelit
$d_{0,L}=$	0.5	[m]	dhëmbi i themelit nga pilota sipas drejtimit të gjatësisë së themelit

ANEKS 3.1	Projekti:	Projektimi i Themeleve me Pilota për Mbështetjen e Ballnës	Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrolloi: INGENIUM
	Datë:		Datë:

3. VLERAT KARAKTERISTIKE TË NGARKESAVE TË PËRHERËSHME, TË PËRKOHËSHME DHE TË TRAFIKUT QË VEPROJNË MBI JASTËKUN E PILOTAVE

TABELA 2 - VLERAT KARAKTERISTIKE TË VEPRIME DHE EFEKTEVE TË FORCAVE									
NGARKESAT TË PËRHERËSHME	VEPRIME DHE FORCA VERTIKALE				NGARKESAT TË PËRHERËSHME	VEPRIME DHE FORCA HORIZONTALE			
	[kN]	e_b [m]	e_l [m]	z [m]		[kN]	e_b [m]	e_l [m]	z [m]
$G_{k1}^{ballna} =$	3,264	1.1			$P_a =$	927			1.51
$G_{k2}^{ballna} =$	3,712	0							
$G_{k3}^{mb} =$	7,121	-1.9							
$G_{k4}^{trare\ L/2} =$	2,365	1.25							
$G_{k5}^{solete\ L/2} =$	1,104	1.25							
$G_{k6}^{shtresa\ L/2} =$	407	1.25							
$G_{k7}^{trotuar} =$	401	1.25							
$G_{k8} =$	100	1.25							
$S_k =$	0								
$G_{k9}^{jasteku\ i\ them} =$	3,000	0							
$G_k^{pilota} =$	4,418	0							
TË PËRKOHËSHME					TË PËRKOHËSHME				
TRAFIKU					TRAFIKU				
$Q_k, Gr1a =$	4,268.08	1.25			$Q_{sk} =$	447		4.33	7.52
$Q_k, Gr4 =$	936.52	1.25							
$Q_k, Gr5 =$	3,946.24	1.25							
AKSIDENTALE					AKSIDENTALE				
VEPRIME VERTIKALE					VEPRIME HORIZONTALE				
F_v	N [kN]	Me_B [kN*m]	Me_L [kN*m]	M_z [kN*m]	F_H	H_x [kN]	Me_B [kN*m]	Me_L [kN*m]	M_z [kN*m]
	30,160.19	867.16				1,373.22	4,758.05		1,934.08

4. AFTËSIA MBAJTËSE E NJË PILOTE BAZUAR NË PROVAT LABORATORIKE

4.1 Vlera Kufitare e Aftësisë Mbjtëse në Shtypje të një Pilote Bazuar nga të Provat Laboratorike

$n=1$	[nr]	numri i shpimeve me sonda në sheshin e ndërtimit të ballnës
$H_p=25$	[m]	pranohet gjatësia zhytjes së pilotës [L_p]
$d_p=1$	[m]	diametri i pilotave
$H_p/d_p=25$		raporti gjatësisë së pilotës ndaj diametrit të saj
Baza jokohezive		tipologjia e shtresës ku mbështet baza e pilotës

TABELA 3- VLERA KUFITARE E AFTËSISË MBAJTËS NË SHTYPJE TË PILOTËS			
TIPOLOGJIA E DHERAVE			
DHERA KOHEZIVE		DHERA JOKOHEZIVE [GRANULARE]	
Aftësia mbajtëse në bazë	Aftësia mbajtëse në fërkim	Aftësia mbajtëse në bazë	Aftësia mbajtëse në fërkim
$R_b = N_c \cdot c_b \cdot A_b$	$R_s = \sum \alpha \cdot c_{ui} \cdot A_{s,i}$	$R_b = \sigma'_b \cdot N_q \cdot A_b$	$R_s = K_s \cdot \sigma'_s \cdot \tan \delta \cdot A_{s,i}$
<p>N_c= faktor korrjigimi për aftësinë mbajtëse në bazë, dhera kohezive</p> <p>N_q= faktor korrjigimi për aftësinë mbajtëse në bazë, dhera jokohezive [granulare]</p> <p>α= faktori i adhezionit mes mureve të pilotës dhe dherave</p> <p>K_s= koeficienti i presionit anësor, dhera jokohezive</p> <p>δ= këndi i fërkimit ndërmjet pilotës dhe dherave rrethues [gradë]</p> <p>A_b= m²; sipërfaqja e bazës/majës së pilotës</p> <p>$A_{s,i}$= m²; sipërfaqja e mureve të pilotës që kalon në shtresën me trashësi H_i në shtresën i</p> <p>c_b= kPa; rezistenca në prerje në kushte pa drenim në bazën/majën e pilotës</p> <p>c_{ui}= kPa; rezistenca mesatare në prerje në kushte pa drenim përgjatë trupit të pilotës</p> <p>σ'_b= kPa; vlera e sfrocimeve efektive në bazën/majën e pilotës; $\sigma'_b = \sum Y_{bi} \cdot H_i$; $Y_{bi} = Y_{sati} - Y_w$</p> <p>σ'_s= vlera mesatare e sfrocimeve efektive që vepron përgjatë shtresës me trashësi H_i; $\sigma'_s = \sum Y_{s,i-1} \cdot H_{i-1} + Y_{s,i} \cdot H_i \cdot 0.5$; $Y_{s,i} = Y_{sati} - Y_w$</p>			

ANEKS 3.1	Projekti:	Projektimi i Themeleve me Pilota për Mbështetjen e Ballnës	Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrolli: INGENIUM
	Datë:		Datë:

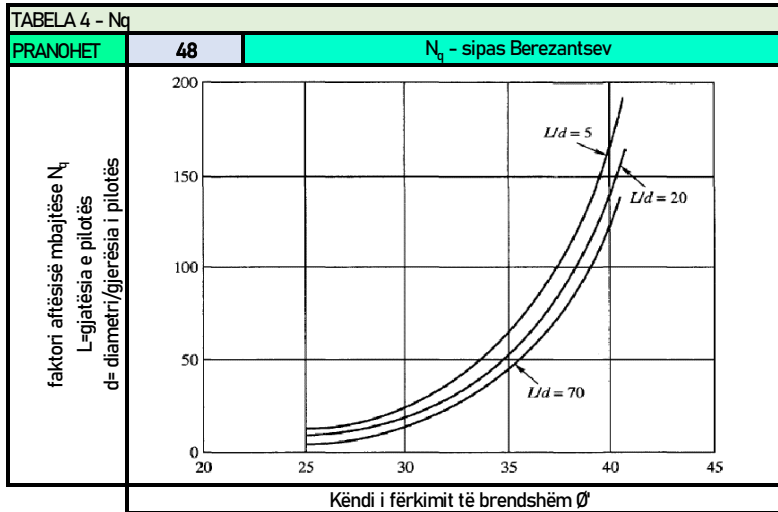


TABELA 5

	N _c	Kushtet
	9	L/D≥3 c _u >25 kPa
	6	c _u ≤25kPa
PRANOHET	6	
	α	Kushtet
	1	c _u ≤25 kPa
	0.5	c _u ≥70 kPa
	-	1-(c _u -25/90)
PRANOHET	1	
Materiali i pilotës	δ	K _s
		Densiteti relativ i dheut shkriçët ngjeshur
Çelik	20	0.5 1
Beton	0.75∅	1 2
Dru	0.75∅	1.5 4
PRANOHET	24	
PRANOHET		1

TABELA 6 - LLOGARITJA E SFORCIMEVE NË BAZË DHE REZISTENCËS NË FËRKIM

Nr. Shtresë	Tipologjia	H _{mes} [m]	H _{tot} [m]	γ [kN/m ³]	∅ [°]	c' [kN/m ²]	Lloji dherave@shtresë		σ' _{si} [kN/m ²]	σ' _b [kN/m ²]	R _{s,calc} [kN]
							kohezive	jokohezive			
1	T-I	0.4	0.4	18.15	14	14.7	JOKOHEZIV		1.67		0.93
2	T-II	2.3	2.7	18.64	18	24.5	JOKOHEZIV		13.49		43.39
3	T-III	1.7	4.4	19.62	34	0.0	JOKOHEZIV		31.98		76.04
4	T-II	1.2	5.6	18.64	18	24.5	JOKOHEZIV		45.62		76.57
5	T-III	8.6	14.2	19.62	34	0.0	JOKOHEZIV		93.10	H _b [m]	1,119.87
6	T-II	2.85	17.05	18.64	18	24.5	JOKOHEZIV		147.86	25	589.43
7	T-IV	10.9	27.95	20.60	35	0.0	JOKOHEZIV		203.34	246	2,261.08
8	T-V	2.1	30.05	24.67	0	3922.7	KOHEZIV				

TABELA 7 - VLERA KARAKTERISTIKE DHE SIPAS KOMBINEVE TË REZISTENCË SË NJË PILOTE

No.	Parameter	Nr. Sonde/shpimi			Mesatare	Min	Faktorët pjesor "γ _R " [Table A.7 EN1997.1:2004]			
		1	2	3			R1	R2	R3	R4
1	R _{ty,calc} Rezistenca në bazë e pilotës [kN]				0		1.25	1.1	1	1.6
2	R _{sy,calc} Rezistenca në fërkime pilotës [kN]				0		1	1.1	1	1.3
3	R _{ty,calc} +R _{sy,calc} [kN]	0.00	0.00	0.00	0	0	1.15	1.1	1	1.3
4	R _{c,k(mean)} =R _{c,calc(mean)} /E ₃ Rezistenca llog. Në bazë npr një pilote provë në vend				0					
5	R _{c,k(min)} =R _{c,calc(min)} /E ₄ Rezistenca llog. Në fërkim npr një pilote provë në vend				0					
6	R _{c,k} =min[R _{c,calc(mean)} /E ₃ ; R _{c,calc(min)} /E ₄]; Rezistenca totale llogaritëse				0					
7	R _{cd} =min[R _{c,calc(mean)} /E ₃ ; R _{c,calc(min)} /E ₄]/γ _R ; Rezistenca e projektimit [kN]						0	0	0	0
8	R _{ty,k} Rezistenca karakteristike në majë bazuar në parametrat e shtresave; [kN]					9,283				
9	R _{sy,k} Rezistenca karakteristike në fërkim bazuar në parametrat e shtresave; [kN]					4,167				
10	F _s Faktori i sigurisë së pranuar [EN 1997.1:2004 - Paragrafi 7.6.2.3 (8)]					2.75				
11	R _{ty,d} =R _{ty,k} /F _s					3,376				
12	R _{sy,d} =R _{sy,k} /F _s					1,515				
13	R _{ty,d} /γ _R						2,700	3,069	3,376	2,110
14	R _{sy,d} /γ _R						1,515	1,378	1,515	1,166
15	R _{cd} Rezistenca e projektimit; [kN]						4,216	4,446	4,891	3,275

R_{ty,calc(mean)} = vlera mesatare llogaritëse e aftësisë mbajtëse në shtypje në bazë/majën e pilotës

R_{sy,calc(mean)} = vlera mesatare llogaritëse e aftësisë mbajtëse në fërkim të trupit të pilotës

R_{c,k(mean)} = vlera mesatare llogaritëse e aftësisë mbajtëse të pilotës për punën e saj në shtypje

R_{ty,calc(min)} = vlera min llogaritëse e aftësisë mbajtëse në shtypje në bazë/majën e pilotës

R_{sy,calc(min)} = vlera min llogaritëse e aftësisë mbajtëse në fërkim të trupit të pilotës

R_{c,k(min)} = vlera min llogaritëse e aftësisë mbajtëse të pilotës për punën e saj në shtypje

R_{c,k(mean)}=[R_{ty,calc(mean)}+R_{sy,calc(mean)}]/E₃

R_{c,k(min)}=[R_{ty,calc(min)}+R_{sy,calc(min)}]/E₄

ANEKS 3.1	Projekti:	Projektimi i Themeleve me Pilota për Mbështetjen e Ballnës					Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3					Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM			Kontrollloi:	INGENIUM	
	Datë:				Datë:		
	Miratoi:						Datë:

ξ=f(n)	n- numri i shpimeve në sheshin e ndërtimit të ballnës [Tabela A.10 EN1997.1:2004]										
	1	2	3	4	5	7	10				
	ξ ₃ =	1.85	1.77	1.73	1.69	1.65	1.62	1.6			
ξ ₄ =	1.85	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4				

TABELA 8- FAKTORËT PËRSORË PËR GJËNDJEN KUFTARE STRUKTURORE (STR) DHE GJEOTEKNIKE (GEO) TË PILOTAVE SIPAS EN1997.1:2004								
EN1997.1:2004					EN1997.1:2004			
Tabela A.3 - Faktorët pjesore të veprimeve (γ _F)					Tabela A.4 - Faktorët pjesore të parametrave gjeoteknike (γ _w)			
Veprimet	Simboli	A1	A2	Parametrat e dherave	Simboli	M1	M2	
E përherëshme	E pafavorfshme	Y _G	1.35	1	Këndi i fërkimit të brendshëm	Y _{0'}	1	1.25
	E favorfshme		1	1	Kohezioni efektiv	Y _C	1	1.25
E përkohëshme	E pafavorfshme	Y _Q	1.5	1.3	Rezistenca në prerje pa drenim	Y _{cu}	1	1.4
	E favorfshme		0	0	Rezistenca pa kufizime anësore	Y _{qu}	1	1.4
				Pesha volumore	Y _t	1	1	
EN1997.1:2004						EN1997.1:2004		
Tabela A.3 - Faktorët pjesore të rezistencës (γ _R) për pilotat e derdhura						Situata e projektimit sipas Art. 2.4.7.3.4		
Rezistenca	Simboli	R1	R2	R3	R4	DA1.1	A1 "+" M1 "+" R1	
Në bazë (maja e pilotës)	Y _b	1.25	1.1	1	1.6	DA1.2	A2 "+" (M1 ose M2) "+" R4; M2 fërkim "-"	
Në fërkim (trupit i pilotës, shtypje)	Y _s	1	1.1	1	1.3	DA2	A1 "+" M1 "+" R2	
Totali (kombinimi i bazës me trupin)	Y _t	1.15	1.1	1	1.5	DA3	(A1' ose A2') "+" M2 "+" R3	
Në fërkim (trupit i pilotës, tërheqje)	Y _{st}	1.25	1.15	1.1	1.6	A1' - Vep strukturore; A2* - Vep gjeoteknike		

TABELA 9 - VERIFIKIMI I REZISTENCËS STRUKTURORE DHE DHERAVE PËR GJËNDJEN KUFTARE NË SITUATA PROJEKTIMI TË PËRHERËSHME DHE KALIMTARE								
Art. A.2.3.1 (5) - EN 1990:2002; Art. 2.4.7.3 - EN 1997.1:2004 dhe Aneksi B - EN 1997.1:2004								
KONTROLLI	KOMBINIMI THEMELOR SIPAS Eq. 6.10b të EC1				N _{b,nev} =	10	Nr i nevojshëm pilotave në grup për përbalimin e forcave vertikale prej kombinimeve	
	DA1.1	DA1.2	DA2	DA3			N _{b,tlog} =	9
E _i [kN]=	40,716	30,160	40,716	38,224				
E _{d,pilote} [kN]=	4,524	3,351	4,524	4,247				
R _{d,pilote} [kN]=	4,216	3,275	4,446	4,891				
{E _c ;R _q ,"KALON","NUK KALON"}	NUK KALON	NUK KALON	NUK KALON	KALON	Konkluzion: Sipas Art. 7.6.1.1 - EN1997.1:2004 nuk plotësohet kushti i rezistencë për një pilotë të vetme.			

5. AFTËSIA MBAJTËSE E GRUPIT TË PILOTAVE SI NJË BLOK BAZUAR NË PROVAT LABORATORIKE

5.1 Kontrolli i punës në grup i pilotave

m=	3	[nr]	numri i kolonave të rrejtit të pilotave
n=	3	[nr]	numri i rreshtave të rrejtit të pilotave
θ=	0	[njësi]	tan ⁻¹ (d _p /s _b)
E _g =	0.99	[njësi]	koeficienti i punës në grup të rrejtit të pilotave
E _g <	PO	[njësi]	DO TË MERRET PARASYSH PUNA NË GRUP E PILOTAVE

5.2 Shpërndarja e ngarkesës vertikale në pilota dhe kontrolli i pilotës së mbingarkuar përkundrejt rezistencës

TABELA 10 - SHPËRNDARJA E NGARKESËS VERTIKALE NË PILOTA					DA1.1	DA1.2	DA2	DA3
Pilota P _i	X' [m]	Y' [m]	A _i [m ²]		P _{z,i} [kN]	P _{z,i} [kN]	P _{z,i} [kN]	P _{z,i} [kN]
P ₁	-2.61	-3.6	0.785		4,031.00	2,969.57	4,031.00	3,762.89
P ₂	-0.11	-3.6	0.785		4,503.25	3,335.05	4,503.25	4,226.69
P ₃	2.39	-3.6	0.785		4,975.50	3,700.53	4,975.50	4,690.50
P ₄	-2.61	0	0.785		4,031.00	2,969.57	4,031.00	3,762.89
P ₅	-0.11	0	0.785		4,503.25	3,335.05	4,503.25	4,226.69
P ₆	2.39	0	0.785		4,975.50	3,700.53	4,975.50	4,690.50
P ₇	-2.61	3.6	0.785		4,031.00	2,969.57	4,031.00	3,762.89
P ₈	-0.11	3.6	0.785		4,503.25	3,335.05	4,503.25	4,226.69
P ₉	2.39	3.6	0.785		4,975.50	3,700.53	4,975.50	4,690.50
ΣA _i =	7.07	[m ²]	Shuma e sipërfaqeve të çdo pilote		M _x =	0	0	0
I _{xx} =	61.07	[m ⁴]	Momenti i i inercisë ndaj X'		M _y =	7,104.35	5,498.14	7,104.35
I _{yy} =	29.54	[m ⁴]	Momenti i i inercisë ndaj Y'		P _{z,i,max} [kN]=	4,976	3,701	4,976

ANEKS 3.1	Projekti: Projektimi i Themeleve me Pilota për Mbështetjen e Ballnës		Referenca	
	Seksioni Ballna M1, M2 dhe M3		Rishikimi	
	Llogariti: INGENIUM Datë:	Kontrolli: INGENIUM Datë:	Miratoi: Datë:	

$P_z =$ [kN] Rezultante e forcave vertikale $A_i =$ [m ²] Sipërfaqe e një pilote $M_x =$ Momenti total përkulës ndaj ndaj X' $M_y =$ Momenti total përkulës ndaj ndaj X' $I_{xx} = \sum A_i y_i^2$; $I_{yy} = \sum A_i x_i^2$; $P_{z,i} = [P_z A_i / \sum A_i] + [M_x y_i A_i / I_{xx}] + [M_y x_i A_i / I_{yy}]$	$R_{d,pilote}$ [kN]=	4,216	3,275	4,446	4,891
		NUK KALON	NUK KALON	NUK KALON	KALON
		{ $P_{z,i} < R_{d,pilote}$ "KALON", "NUK KALON"} }			
		Konkluzion: Nuk plotësohet kushti i përballimit të forcave vertikale nga rezistenca e dherave për pilotën më të ngarkuar.			

LOT 3-UNAZA, TIRANË
RELACIONI TEKNIK
ANEKSI 3-2

INGENIUM, PF

ANEKS 3.2	Projekti:	Projektimi i Themeleve me Pilota për Mbështetjen e Ballnës	Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrolli: INGENIUM
	Datë:		Datë:

PROJEKTIMI I THEMELEVE ME PILOTA PËR MBËSHETJETEN E BALLNËS

1. PARAMETRAT GJEOTEKNIKE

1.1 Tipologjia e shtresave ku mbështetet themeli i Ballnës.

D_f	4.11	[m]	thellësia e zhytjes nga niveli i tokës
n.u.n	4.50	[m]	niveli i ujërave nëntokësore nga niveli i tokës

T-I) Shtresa Nr.1: Suargjila të mesme, me ngjyrë kafe, me lagështi, plastike të buta, mesatarisht të ngjeshura

c	0.15	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	14	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	1,850	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	50	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	44.8	[%]	poroziteti
c	14.71	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	18.15	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	4,905.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes

T-II) Shtresa Nr.2: Suargjila të rënda me ngjyrë hiri, me lagështi, shumë plastike, mesatarisht e ngjeshur

c	0.25	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	18	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	1,900	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	80	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	42.1	[%]	poroziteti
c	24.52	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	18.64	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	7,848.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes

T-III) Shtresa Nr.3: Zhavorre kokërr trashë, kokërr mesëm dhe kokërr imët me përbërje gëlqerore. Shtresë Ujëmbajtëse

c	0.00	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	34	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	2,000	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	250	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	0	[%]	poroziteti
c	0.00	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	19.62	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	24,525.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes

T-IV) Shtresa Nr.4: Zhavorre kokërr trashë, kokërr mesëm dhe kokërr imët me përbërje gëlqerore. Shtresë Ujëmbajtëse

c	0.00	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	35	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	2,100	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	250	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	0	[%]	poroziteti
c	0.00	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	20.60	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	24,525.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes

T-V) Shtresa Nr.5: Formacion bazë i përbërë nga konglomerate, ngjyrë bezhë, me çimentim silicore, shumë i fortë

c	40.00	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	0	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	2,515	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	0	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	0	[%]	poroziteti
R_{sh}	80	[Mpa]	rezistenca në shtypje
c	3,922.66	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	24.67	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	0.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes

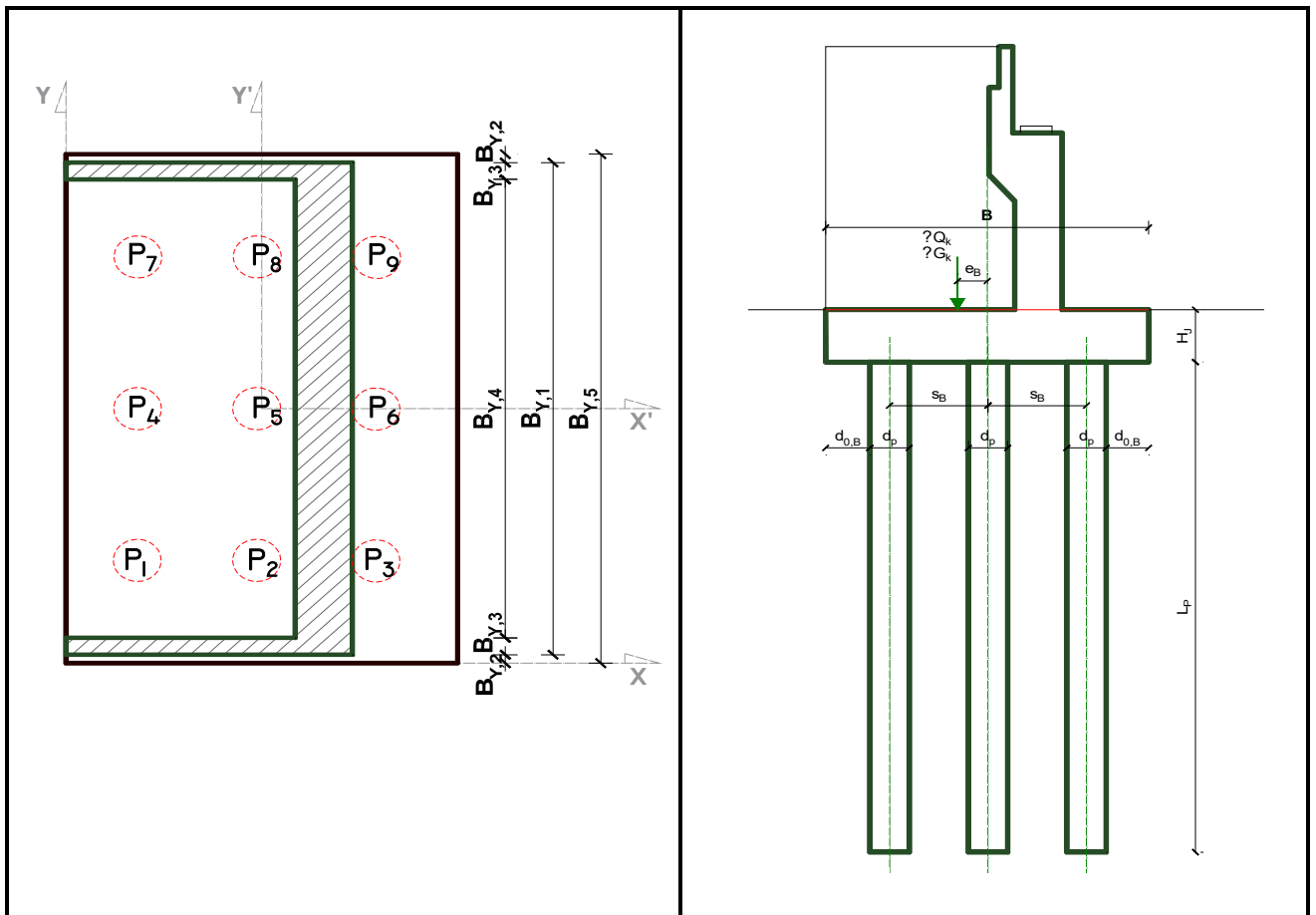
ANEKS 3.2	Projekti:	Projektimi i Themeleve me Pilota për Mbështetjen e Ballnës	Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrollloi: INGENIUM
	Datë:		Datë:

1.2 Shtresëzimi sipas profilit gjeologjik

TABELA 1 - TIPOLOGJIA E SHITRESAVE

Nr. Shtrese	Tipologjia	H_{mes} [m]	H_{tot} [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E_d [kN/m ²]	e [%]	Lloji dherave@shtresë	
									kohezive	jokohezive
1	T-I	0.4	0.4	18.15	14	14.71				
2	T-II	2.3	2.7	18.64	18	24.52				
3	T-III	1.7	4.4	19.62	34	0.00				
4	T-II	1.2	5.6	18.64	18	24.52				
5	T-III	8.6	14.2	19.62	34	0.00				
6	T-II	2.85	17.05	18.64	18	24.52				
7	T-IV	10.9	27.95	20.60	35	0.00				
8	T-V	2.1	30.05	24.67	0	3,922.66				

2. GJEOMETRIA



$L=$	10	[m]	përmasa më e madhe e plakës së themelit [jastëkut]. Gjatësia.
$B=$	8	[m]	përmasa më e vogël e pllakës së themelit [jastëkut]. Gjerësia.
$H_f=$	1.5	[m]	trashësia e pllakës së themelit
$L_p=$	28	[m]	Thellësia e zhytjes së pilotave
$d_p=$	1	[m]	diametri i pilotave
$s_B=$	2.5	[m]	distanca e pilotave nga aksi në aks sipas drejtimit të gjerësisë së themelit
$s_L=$	3.6	[m]	distanca e pilotave nga aksi në aks sipas drejtimit të gjatësisë së themelit
$d_{0,B}=$	0.5	[m]	dhëmbi i themelit nga pilota sipas drejtimit të gjerësisë së themelit
$d_{0,L}=$	0.5	[m]	dhëmbi i themelit nga pilota sipas drejtimit të gjatësisë së themelit

ANEKS 3.2	Projekti:	Projektimi i Themeleve me Pilota për Mbështetjen e Ballnës		Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3		Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrollloi:	INGENIUM
	Datë:		Datë:	Datë:

3. VLERAT KARAKTERISTIKE TË NGARKESAVE TË PËRHERËSHME, TË PËRKOHËSHME DHE TË TRAFIKUT QË VEPROJNË MBI JASTËKUN E PILOTAVE

TABELA 2 - VLERAT KARAKTERISTIKE TË VEPRIME DHE EFEKTEVE TË FORCAVE									
NGARKESAT	VEPRIME DHE FORCA VERTIKALE				NGARKESAT	VEPRIME DHE FORCA HORIZONTALE			
TË PËRHERËSHME	[kN]	e_B [m]	e_L [m]	z [m]	TË PËRHERËSHME	[kN]	e_B [m]	e_L [m]	z [m]
G_{k1}^{balna}	3,264	1.1			P_a	927			1.51
G_{k2}^{balna}	3,712	0							
G_{k3}^{mb}	7,121	-1.9							
$G_{k4}^{trare L/2}$	2,365	1.25							
$G_{k5}^{solete L/2}$	1,104	1.25							
$G_{k6}^{shtresa L/2}$	407	1.25							
$G_{k7}^{trotuar}$	401	1.25							
G_{k8}	100	1.25							
S_k	0								
$G_{k9}^{jasteku i them}$	3,000	0							
G_k^{pilota}	5,301	0							
TË PËRKOHËSHME					TË PËRKOHËSHME				
TRAFIKU					TRAFIKU				
$Q_{k,Gr1a}$	4,268.08	1.25			Q_{sk}	447		-4.33	7.52
$Q_{k,Gr4}$	936.52	1.25							
$Q_{k,Gr5}$	3,946.24	1.25							
AKSIDENTALE					AKSIDENTALE				
VEPRIME VERTIKALE					VEPRIME HORIZONTALE				
F_v	31,043.77	M_{eB} [kN*m]	M_{eL} [kN*m]	M_z [kN*m]	F_H	1,373.22	M_{eB} [kN*m]	M_{eL} [kN*m]	M_z [kN*m]
		867.16					4,758.05		-1,934.08

4. AFTËSIA MBAJTËSE E NJË PILOTE BAZUAR NË PROVAT LABORATORIKE

4.1 Vlera Kufitare e Aftësisë Mbjtëse në Shtypje të një Pilote Bazuar nga të Provat Laboratorike

$n=1$	[nr]	numri i shpimeve me sonda në sheshin e ndërtimit të ballnës
$H_p=30$	[m]	pranohet gjatësia zhytjes së pilotës [L_p]
$d_p=1$	[m]	diametri i pilotave
$H_p/d_p=30$		raporti gjatësisë së pilotës ndaj diametrit të saj
Baza kohezive		tipologjia e shtresës ku mbështet baza e pilotës

TABELA 3- VLERA KUFTARE E AFTËSISË MBAJTËSË NË SHTYPJE TË PILOTËS			
TIPOLOGJIA E DHERAVE			
DHERA KOHEZIVE		DHERA JOKOHEZIVE [GRANULARE]	
Aftësia mbajtëse në bazë	Aftësia mbajtëse në fërkim	Aftësia mbajtëse në bazë	Aftësia mbajtëse në fërkim
$R_b=N_c c_b A_b$	$R_s=\sum \alpha c_{ui} A_{si}$	$R_b=\sigma_b N_q A_b$	$R_s=K_s \sigma'_s \tan \delta A_{si}$
<p>N_c= faktor korrjigimi për aftësinë mbajtëse në bazë, dhera kohezive</p> <p>N_q= faktor korrjigimi për aftësinë mbajtëse në bazë, dhera jokohezive [granulare]</p> <p>α= faktori i adezionit mes mureve të pilotës dhe dherave</p> <p>K_s= koeficienti i presionit anësor, dhera jokohezive</p> <p>δ= këndi i fërkimit ndërmjet pilotës dhe dherave rrethues [gradë]</p> <p>A_b= m^2, sipërfaqja e bazës/majës së pilotës</p> <p>A_{si}= m^2, sipërfaqja e mureve të pilotës që kalon në shtresën me trashësi H_i në shtresën i</p> <p>c_b= kPa; rezistenca në prerje në kushte pa drenim në bazën/majën e pilotës</p> <p>c_{ui}= kPa; rezistenca mesatare në prerje në kushte pa drenim përgjatë trupit të pilotës</p> <p>σ'_b= kPa; vlera e sfrocimeve efektive në bazën/majën e pilotës; $\sigma'_b=\sum Y_{bi} H_i$; $Y_{bi}=Y_{sati}-Y_w$</p> <p>σ'_s= vlera mesatare e sfrocimeve efektive që vepron përgjatë shtresës me trashësi H_i; $\sigma'_s=\sum Y_{si-1} H_{i-1} + Y_{si} H_i 0.5$; $Y_{si}=Y_{sati}-Y_w$</p>			

ANEKS 3.2	Projekti: Projektimi i Themeleve me Pilota për Mbështetjen e Ballnës	Referenca
	Seksioni Ballna M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti: INGENIUM Kontrollloi: INGENIUM	Miratoi:
	Datë:	Datë:

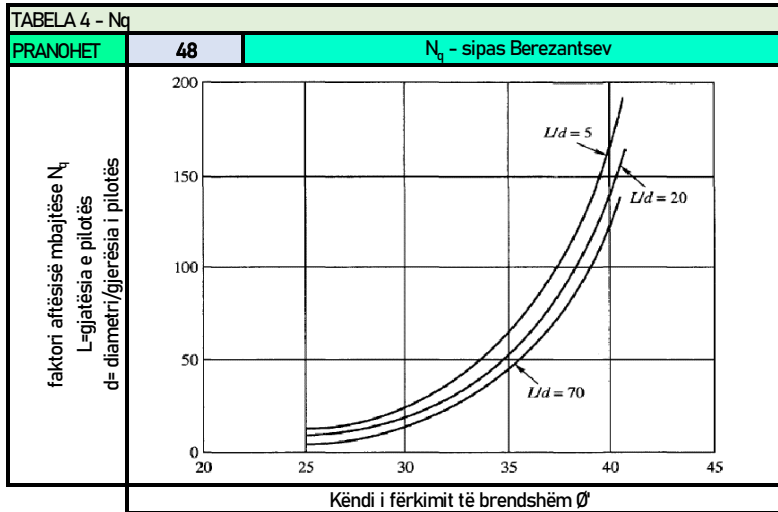


TABELA 5

	N_c	Kushtet
	9	$L/D \geq 3$ $c_u > 25$ kPa
	6	$c_u \leq 25$ kPa
PRANOHET	6	
	α	Kushtet
	1	$c_u \leq 25$ kPa
	0.5	$c_u \geq 70$ kPa
	-	$1 - (c_u - 25/90)$
PRANOHET	1	
Materiali i pilotës	δ	K_s
		Densiteti relativ i dheut shkruftët ngjeshur
Çelik	20	0.5 1
Beton	0.75Ø	1 2
Dru	0.75Ø	1.5 4
PRANOHET	24	
PRANOHET	1	

TABELA 6 - LLOGARITJA E SFORCIMEVE NË BAZË DHE REZISTENCËS NË FËRKIM

Nr. Shtresë	Tipologjia	H_{mes} [m]	H_{tot} [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kN/m ²]	Dhe'	σ'_{si} [kN/m ²]	σ'_b [kN/m ²]	$R_{si} = K_{si} \sigma'_{si} \tan \alpha_{Si}$ [kN]	$R_b = N_c c_b A_b$ [kN/m ²]	$R_s = \sum ac_{u,i} A_{si}$ [kN/m ²]
							@shtresë $c/\phi - c?$					
1	T-I	0.40	0.4	18.15	14	14.7	JOKOHEZIV	1.67		0.93		18.49
2	T-II	2.30	2.7	18.64	18	24.5	JOKOHEZIV	13.49		43.39		177.15
3	T-III	1.70	4.4	19.62	34	0.0	JOKOHEZIV	31.98		76.04		0.00
4	T-II	1.20	5.6	18.64	18	24.5	JOKOHEZIV	45.62		76.57		92.43
5	T-III	8.60	14.2	19.62	34	0.0	JOKOHEZIV	93.10	H_b [m]	1,119.87	H_b [m]	0.00
6	T-II	2.85	17.05	18.64	18	24.5	JOKOHEZIV	147.86	30	589.43	30	219.51
7	T-IV	10.90	27.95	20.60	35	0.0	JOKOHEZIV	203.34	246	2,261.08	18,485	0.00
8	T-V	2.10	30.05	24.67	0	3922.7	KOHEZIV					25,879.14
										4,167		26,387

TABELA 7 - VLERA KARAKTERISTIKE DHE SIPAS KOMBINEVE TË REZISTENCËS SË NJË PILOTE

No.	Parameter	Nr. Sonde/shpimi			Mesatare	Min	Faktorët pjesor " γ_R " [Table A.7 EN1997.1:2004]			
		1	2	3			R1	R2	R3	R4
1	$R_{ty,cal}$ Rezistenca në bazë e pilotës [kN]				0		1.25	1.1	1	1.6
2	$R_{sy,cal}$ Rezistenca në fërkime pilotës [kN]				0		1	1.1	1	1.3
3	$R_{c,cal} = R_{ty,cal} + R_{sy,cal}$ [kN]	0.00	0.00	0.00	0	0	1.15	1.1	1	1.3
4	$R_{c,k(mean)} = R_{c,cal(mean)} / E_s$ Rezistenca llog. Në bazë npr një pilote provë në vend				0					
5	$R_{c,k(min)} = R_{c,cal(min)} / E_s$ Rezistenca llog. Në fërkim npr një pilote provë në vend				0					
6	$R_{c,k} = \min[R_{c,k(mean)}; R_{c,k(min)}]$; Rezistenca totale llogaritëse				0					
7	$R_{c,d} = \min[R_{c,k(mean)} / \gamma_R; R_{c,k(min)} / \gamma_R]$; Rezistenca e projektimit [kN]						0	0	0	0
8	$R_{ty,k}$ Rezistenca karakteristike në majë bazuar në parametrat e shtresave; [kN]					18,485				
9	$R_{s,k}$ Rezistenca karakteristike në fërkim bazuar në parametrat e shtresave; [kN]					0			Pranohet $R_{s,k}$ PO/JO?	JO
10	F_s Faktori i sigurisë së pranuar [EN 1997.1:2004 - Paragrafi 7.6.2.3 (8)]					2.75				
11	$R_{ty,d} = R_{ty,k} / F_s$					6,722				
12	$R_{s,d} = R_{s,k} / F_s$					0				
13	$R_{ty,d} / \gamma_R$						5,377	6,111	6,722	4,201
14	$R_{s,d} / \gamma_R$						0	0	0	0
15	$R_{c,d}$ Rezistenca e projektimit; [kN]						5,377	6,111	6,722	4,201

$R_{ty,cal(mean)}$ = vlera mesatare llogaritëse e aftësisë mbajtëse në shtypje në bazë/majën e pilotës

$R_{sy,cal(mean)}$ = vlera mesatare llogaritëse e aftësisë mbajtëse në fërkim të trupit të pilotës

$R_{c,k(mean)}$ = vlera mesatare llogaritëse e aftësisë mbajtëse të pilotës për punën e saj në shtypje

$R_{ty,cal(min)}$ = vlera min llogaritëse e aftësisë mbajtëse në shtypje në bazë/majën e pilotës

$R_{sy,cal(min)}$ = vlera min llogaritëse e aftësisë mbajtëse në fërkim të trupit të pilotës

$R_{c,k(min)}$ = vlera min llogaritëse e aftësisë mbajtëse të pilotës për punën e saj në shtypje

ANEKS 3.2	Projekti:	Projektimi i Themeleve me Pilota për Mbështetjen e Ballnës		Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3		Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrollloi:	INGENIUM
	Datë:		Datë:	Datë:

$$R_{c,k(\text{mean})} = [R_{b,cal(\text{mean})} + R_{s,cal(\text{mean})}] / \xi_3$$

$$R_{c,k(\text{min})} = [R_{b,cal(\text{min})} + R_{s,cal(\text{min})}] / \xi_4$$

$\xi = f(n)$	n- numri i shpimeve në sheshin e ndërtimit të ballnës [Tabela A.10 EN1997.1:2004]										
	1	2	3	4	5	7	10				
$\xi_3 =$	1.85	1.77	1.73	1.69	1.65	1.62	1.6				
$\xi_4 =$	1.85	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4				

TABELA 8- FAKTORËT PJESORË PËR GJËNDJEN KUFTARE STRUKTURORE (STR) DHE GJEOTEKNIKE (GEO) TË PILOTAVE SIPAS EN1997.1:2004

EN1997.1:2004					EN1997.1:2004				
Tabela A.3 - Faktorët pjesorë të veprimeve (γ_F)					Tabela A.4 - Faktorët pjesorë të parametrave gjeoteknike (γ_w)				
Veprimet		Simboli	A1	A2	Parametrat e dherave		Simboli	M1	M2
E përherëshme	E pafavorshme	γ_G	1.35	1	Këndi i fërkimit të brendshëm		$\gamma_{\phi'}$	1	1.25
	E favorshme		1	1	Kohezioni efektiv		γ_c	1	1.25
E përkohëshme	E pafavorshme	γ_Q	1.5	1.3	Rezistenca në prerje pa drenim		γ_{cu}	1	1.4
	E favorshme		0	0	Rezistenca pa kufizime anësore		γ_{qu}	1	1.4
					Pesha volumore		γ_t	1	1
EN1997.1:2004					EN1997.1:2004				
Tabela A.3 - Faktorët pjesorë të rezistencës (γ_R) për pilotat e derdhura					Situata e projektimit sipas Art. 2.4.7.3.4				
Rezistenca		Simboli	R1	R2	R3	R4	DA1.1	A1 "+" M1 "+" R1	
Në bazë (maja e pilotës)		γ_b	1.25	1.1	1	1.6	DA1.2	A2 "+" (M1 ose M2) "+" R4; M2 fërkim "-"	
Në fërkim (trupi i pilotës, shtypje)		γ_s	1	1.1	1	1.3	DA2	A1 "+" M1 "+" R2	
Totali (kombinimi i bazës me trupin)		γ_t	1.15	1.1	1	1.5	DA3	(A1' ose A2'*) "+" M2 "+" R3	
Në fërkim (trupi i pilotës, tërheqje)		γ_{st}	1.25	1.15	1.1	1.6	A1' - Vep strukturore; A2* - Vep gjeoteknike		

TABELA 9 - VERIFIKIMI I REZISTENCËS STRUKTURORE DHE DHERAVE PËR GJËNDJEN KUFTARE NË SITUATA PROJEKTIMI TË PËRHERËSHME DHE KALIMTARE Art. A.2.3.1 (5) - EN 1990:2002; Art. 2.4.7.3 - EN 1997.1:2004 dhe Aneksi B - EN 1997.1:2004

KONTROLLI	KOMBINIMI THEMELOR SIPAS Eq. 6.10b të EC1				$N_{b,nev} =$	8	Nr i nevojshëm pilotave në grup përpërballimin e forcave vertikale prej kombinimeve
	DA1.1	DA1.2	DA2	DA3	$N_{b,tlog} =$	9	
$E_d [kN] =$	41,909	31,044	41,909	39,417	Pranohet nr pilotave prej kushtit të radhitjes në distancë nga njëra tjetra ndërmejt (2.5-3) d_p		
$E_{d,pilote} [kN] =$	4,657	3,449	4,657	4,380			
$R_{d,pilote} [kN] =$	5,377	4,201	6,111	6,722			
{ $E_d, R_{d,p}$, "KALON", "NUK KALON"}	KALON	KALON	KALON	KALON	Konkluzion: Sipas Art. 7.6.2.1 (3) - EN1997.1:2004 plotësohet vetëm një nga kushtet por duhet të kontrollohet edhe aftësia mbajtëse e grupit të pilotave.		

5. AFTËSIA MBAJTËSE E GRUPIT TË PILOTAVE SI NJË BLOK BAZUAR NË PROVAT LABORATORIKE

5.1 Kontrolli i punës në grup i pilotave

$m =$	3	[nr]	numri i kolonave të rrejtit të pilotave
$n =$	3	[nr]	numri i rreshtave të rrejtit të pilotave
$\theta =$	0	[njësi]	$\tan^{-1}(d_p/s_p)$
$E_g =$	0.99	[njësi]	koeficienti i punës në grup të rrejtit të pilotave
$E_g <$	1	[njësi]	DO TË MERRET PARASYSH PUNA NË GRUP E PILOTAVE

5.2 Shpërndarja e ngarkesës vertikale në pilota dhe kontrolli i pilotës së mbingarkuar përkundërt rezistencës

TABELA 10 - SHPËRNDARJA E NGARKESËS VERTIKALE NË PILOTA					DA1.1	DA1.2	DA2	DA3
Pilota P_i	X [m]	Y [m]	$A_i [m^2]$		$P_{z,i} [kN]$	$P_{z,i} [kN]$	$P_{z,i} [kN]$	$P_{z,i} [kN]$
P_1	-2.61	-3.6	0.785		4,163.53	3,067.74	4,163.53	3,895.42
P_2	-0.11	-3.6	0.785		4,635.79	3,433.23	4,635.79	4,359.23
P_3	2.39	-3.6	0.785		5,108.04	3,798.71	5,108.04	4,823.03
P_4	-2.61	0	0.785		4,163.53	3,067.74	4,163.53	3,895.42
P_5	-0.11	0	0.785		4,635.79	3,433.23	4,635.79	4,359.23
P_6	2.39	0	0.785		5,108.04	3,798.71	5,108.04	4,823.03
P_7	-2.61	3.6	0.785		4,163.53	3,067.74	4,163.53	3,895.42
P_8	-0.11	3.6	0.785	Shënim: Koordinatat përfaqësojnë numra të plotë refreua sistemit kartezian (X,Y,Z)	4,635.79	3,433.23	4,635.79	4,359.23
P_9	2.39	3.6	0.785		5,108.04	3,798.71	5,108.04	4,823.03
$\Sigma A_i =$	7.07	[m ²]	Shuma e sipërfaqeve të çdo pilote		$M_x =$	0	0	0

ANEKS 3.2	Projekti:	Projektimi i Themeleve me Pilota për Mbështetjen e Ballnës		Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3		Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrolloi: INGENIUM	Miratoi:
	Datë:		Datë:	Datë:

$I_{xx} = 61.07$ [m⁴] Momenti i i inercisë ndaj X'
 $I_{yy} = 29.54$ [m⁴] Momenti i i inercisë ndaj Y'
 $P_z =$ [kN] Rezultante e forcave vertikale
 $A_i =$ [m²] Sipërfaqe e një pilote
 $M_x =$ Momenti total përkulës ndaj ndaj X'
 $M_y =$ Momenti total përkulës ndaj ndaj X'
 $I_{xx} = \sum A_i y_i^2$; $I_{yy} = \sum A_i x_i^2$; $P_{z,i} = [P_z A_i / \sum A_i] + [M_x y_i A_i / I_{xx}] + [M_y x_i A_i / I_{yy}]$

$M_y =$	7,104.35	5,498.14	7,104.35	6,977.28
$P_{z,i,max}$ [kN]=	5,108	3,799	5,108	4,823
$R_{d,pilote}$ [kN]=	5,377	4,201	6,111	6,722
	KALON	KALON	KALON	KALON
{ $P_{z,i} < R_{d,pilote}$ "KALON", "NUK KALON"} }				
Konkluzion: Kënaqet kushti i përballimit të forcave vertikale nga rezistenca e dherave për pilotën më të ngarkuar				

ANEKS 3.2	Projekti:	Projektimi i Themeleve me Pilota për Mbështetjen e Ballnës	Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrolli: INGENIUM
	Datë:		Datë:

5.2 Shpërndarja e ngarkesës horizontale në pilote

Pilota P _i	X [m]	Y [m]	DA1.1	DA1.2	DA2	DA3	DA1.1	DA1.2	DA2	DA3	
			P _{h,xi} [kN]	P _{h,yi} [kN]	P _{h,xi} [kN]	P _{h,xi} [kN]	P _{h,yi} [kN]	P _{h,yi} [kN]	P _{h,yi} [kN]	P _{h,yi} [kN]	
P ₁	-2.61	-3.6	251.42	232.15	251.42	242.08	59.07	50.32	59.07	59.07	
P ₂	-0.11	-3.6	251.42	232.15	251.42	242.08	2.49	2.12	2.49	2.49	
P ₃	2.39	-3.6	251.42	232.15	251.42	242.08	-54.09	-46.08	-54.09	-54.09	
P ₄	-2.61	0	169.95	150.67	169.95	160.60	59.07	50.32	59.07	59.07	
P ₅	-0.11	0	169.95	150.67	169.95	160.60	2.49	2.12	2.49	2.49	
P ₆	2.39	0	169.95	150.67	169.95	160.60	-54.09	-46.08	-54.09	-54.09	
P ₇	-2.61	3.6	88.48	69.20	88.48	79.13	59.07	50.32	59.07	59.07	
P ₈	-0.11	3.6	88.48	69.20	88.48	79.13	2.49	2.12	2.49	2.49	
P ₉	2.39	3.6	88.48	69.20	88.48	79.13	-54.09	-46.08	-54.09	-54.09	
ΣA=	1,529.55	[m ²]	Shuma e sipërfaqeve të çdo pilote				M _z =	-2,611.01	-2,224.19	-2,611.01	-2,611.01
I _{zz} =	90.61	[m ⁴]	Momenti inercisë rrotulluese ndaj Z							P _{h,xi} ^{max} =	251.42
P _{h,xi} =		[kN]	Rezultante e forcave horizontale sipas boshtit X							P _{h,yi} ^{max} =	59.07
P _{h,yi} =		[kN]	Rezultante e forcave horizontale sipas boshtit Y								
A _i =		[m ²]	Sipërfaqe e një pilote								
M _z =		[kN*m]	Momenti rrotullues ndaj boshtit Z								
I _{zz} =I _{xx} +I _{yy} ; P _{h,xi} =[P _x A/ΣA] + [M _z y _i A/I _{zz}]; P _{h,yi} =[P _y A/ΣA] + [M _z x _i A/I _{zz}]											

LOT 3-UNAZA, TIRANË
RELACIONI TEKNIK
ANEKSI 3-3

INGENIUM, PF

ANEKS 3.3	Projekti:	Llogaritja e Forcave të Brendëshme të Pilotës		Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3		Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrollloi: INGENIUM	Miratoi:
	Datë:		Datë:	Datë:

PROJEKTIMI I THEMELEVE ME PILOTA PËR MBËSHTETJEN E BALLNËS

1. PARAMETRAT GJEOTEKNIKE

1.1 Tipologjia e shtresave ku mbështetet themeli i Ballnës.

D_f	4.11	[m]	thellësia e zhytjes nga niveli i tokës
n.u.n	4.50	[m]	niveli i ujërave nëntokësore nga niveli i tokës
T-I) Shtresa Nr.1: Suargjila të mesme, me ngjyrë kafe, me lagështi, plastike të buta, mesatarisht të ngjeshura			
c	0.15	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	14	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	1,850	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	50	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	44.8	[%]	poroziteti
c	14.71	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	18.15	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	4,905.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes
T-II) Shtresa Nr.2: Suargjila të rënda me ngjyrë hiri, me lagështi, shumë plastike, mesatarisht e ngjeshur			
c	0.25	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	18	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	1,900	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	80	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	42.1	[%]	poroziteti
c	24.52	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	18.64	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	7,848.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes
T-III) Shtresa Nr.3: Zhavorre kokërr trashë, kokërr mesëm dhe kokërr imët me përbërje gëlqerore. Shtresë Ujëmbajtëse			
c	0.00	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	34	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	2,000	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	250	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	0	[%]	poroziteti
c	0.00	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	19.62	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	24,525.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes
T-IV) Shtresa Nr.4: Zhavorre kokërr trashë, kokërr mesëm dhe kokërr imët me përbërje gëlqerore. Shtresë Ujëmbajtëse			
c	0.00	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	35	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	2,100	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	250	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	0	[%]	poroziteti
c	0.00	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	20.60	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	24,525.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes
T-V) Shtresa Nr.5: Formacion bazë i përbërë nga konglomerate, ngjyrë bezhë, me çimentim silicore, shumë i fortë			
c	40.00	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	0	[gradë]	këndi i fërkimit i matur
γ	2,515	[kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	0	[kg/cm ²]	Moduli i ngjeshjes
e	0	[%]	poroziteti
R_{sh}	80	[Mpa]	rezistenca në shtypje
c	3,922.66	[kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
γ^*	24.67	[kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D_f
E_d	0.00	[kN/m ²]	Moduli llogaritës i ngjeshjes

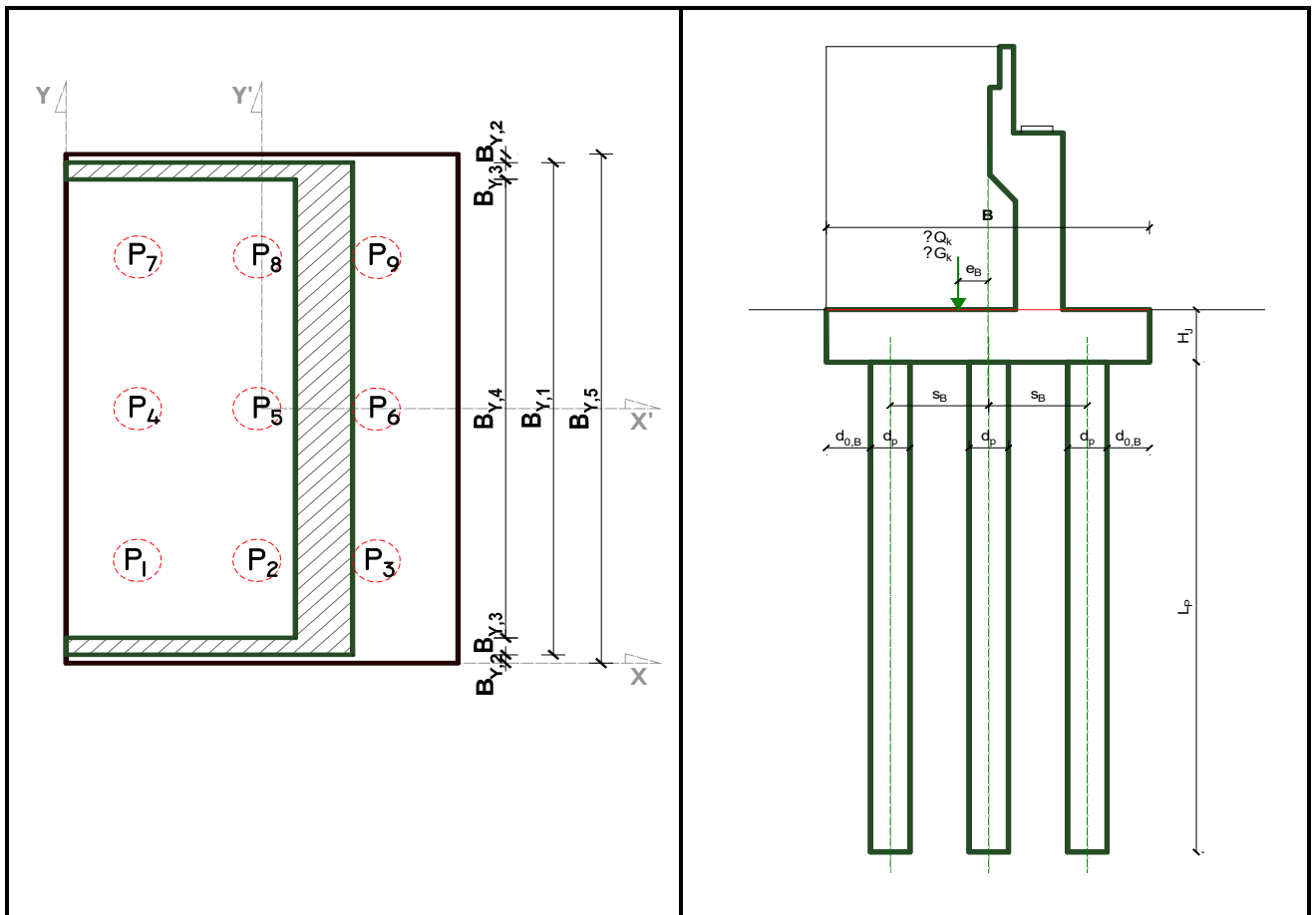
ANEKS 3.3	Projekti:	Llogaritja e Forcave të Brendëshme të Pilotës	Referenca
	Seksioni	Ballina M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrollloi: INGENIUM
	Datë:		Datë:

1.2 Shtresëzimi sipas profilit gjeologjik

TABELA 1 - TIPOLOGJIA E SHITRESAVE

Nr. Shtrese	Tipologjia	H_{mes} [m]	H_{tot} [m]	γ [kN/m ³]	\emptyset [°]	c [kN/m ²]	E_d [kN/m ²]	e [%]	Lloji dherave@shtresë	
									kohezive	jokohezive
1	T-I	0.4	0.4	18.15	14	14.71				
2	T-II	2.3	2.7	18.64	18	24.52				
3	T-III	1.7	4.4	19.62	34	0.00				
4	T-II	1.2	5.6	18.64	18	24.52				
5	T-III	8.6	14.2	19.62	34	0.00				
6	T-II	2.85	17.05	18.64	18	24.52				
7	T-IV	10.9	27.95	20.60	35	0.00				
8	T-V	2.1	30.05	24.67	0	3,922.66				

2. GJEOMETRIA



$L=$	10	[m]	përmasa më e madhe e plakës së themelit [jastëkut]. Gjatësia.
$B=$	8	[m]	përmasa më e vogël e pllakës së themelit [jastëkut]. Gjerësia.
$H_j=$	1.5	[m]	trashësia e pllakës së themelit
$L_p=$	28	[m]	Thellësia e zhytjes së pilotave
$d_{p,}$	1	[m]	diametri i pilotave
$s_{B,}$	2.5	[m]	distanca e pilotave nga aksi në aks sipas drejtimit të gjerësisë së themelit
$s_{L,}$	3.6	[m]	distanca e pilotave nga aksi në aks sipas drejtimit të gjatësisë së themelit
$d_{0,B,}$	0.5	[m]	dhëmbi i themelit nga pilota sipas drejtimit të gjerësisë së themelit
$d_{0,L,}$	0.5	[m]	dhëmbi i themelit nga pilota sipas drejtimit të gjatësisë së themelit

ANEKS 3.3	Projekti:	Llogaritja e Forcave të Brendëshme të Pilotës	Referenca
	Seksioni	Ballna M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrollloi: INGENIUM
	Datë:		Datë:

3. VLERAT KARAKTERISTIKE TË NGARKESAVE TË PËRHERËSHME, TË PËRKOHËSHME DHE TË TRAFIKUT QË VEPROJNË MBI JASTËKUN E PILOTAVE

TABELA 2 - VLERAT KARAKTERISTIKE TË VEPRIME DHE EFEKTEVE TË FORCAVE									
NGARKESAT	VEPRIME DHE FORCA VERTIKALE				NGARKESAT	VEPRIME DHE FORCA HORIZONTALE			
TË PËRHERËSHME	[kN]	e_B [m]	e_L [m]	z [m]	TË PËRHERËSHME	[kN]	e_B [m]	e_L [m]	z [m]
$G_{k1}^{ballna} =$	3,264	1.1			$P_a =$	927			1.51
$G_{k2}^{ballna} =$	3,712	0							
$G_{k3}^{mb} =$	7,121	-1.9							
$G_{k4}^{trare L/2} =$	2,365	1.25							
$G_{k5}^{solete L/2} =$	1,104	1.25							
$G_{k6}^{shtresa L/2} =$	407	1.25							
$G_{k7}^{trotuar} =$	401	1.25							
$G_{k8} =$	100	1.25							
$S_k =$	0								
$G_{k9}^{jasteku i them} =$	3,000	0							
$G_k^{pilota} =$	5,301	0							
TË PËRKOHËSHME					TË PËRKOHËSHME				
TRAFIKU					TRAFIKU				
$Q_{k,Gr1a} =$	4,268.08	1.25			$Q_{sk} =$	447		-4.33	7.52
$Q_{k,Gr4} =$	936.52	1.25							
$Q_{k,Gr5} =$	3,946.24	1.25							
AKSIDENTALE					AKSIDENTALE				
VEPRIME VERTIKALE	N [kN]	Me_B [kN*m]	Me_L [kN*m]	Mz [kN*m]	VEPRIME HORIZONTALE	H_x [kN]	Me_B [kN*m]	Me_L [kN*m]	Mz [kN*m]
F_v	31,043.77	867.16			F_H	1,373.22	4,758.05		-1,934.08

4. AFTËSIA MBAJTËSE E NJË PILOTE BAZUAR NË PROVAT LABORATORIKE

4.1 Vlera Kufitare e Aftësisë Mbjtëse në Shtypje të një Pilote Bazuar nga të Provat Laboratorike

$n = 1$	[nr]	numri i shpimeve me sonda në sheshin e ndërtimit të ballnës
$H_p = 30$	[m]	pranohet gjatësia zhytjes së pilotës [L_p]
$d_p = 1$	[m]	diametri i pilotave
$H_p/d_p = 30$		raporti gjatësisë së pilotës ndaj diametrit të saj
Baza kohezive		tipologjia e shtresës ku mbështet baza e pilotës

TABELA 3- VLERA KUFTARE E AFTËSISË MBAJTËSË NË SHTYPJE TË PILOTËS			
TIPOLOGJIA E DHERAVE			
DHERA KOHEZIVE		DHERA JOKOHEZIVE [GRANULARE]	
Aftësia mbajtëse në bazë	Aftësia mbajtëse në fërkim	Aftësia mbajtëse në bazë	Aftësia mbajtëse në fërkim
$R_b = N_c c_b A_b$	$R_s = \sum \alpha c_{ui} A_{si}$	$R_b = \sigma'_b N_q A_b$	$R_s = K_s \sigma'_s \tan \delta A_{si}$
<p>N_c= faktor korrjigimi për aftësinë mbajtëse në bazë, dhera kohezive</p> <p>N_q= faktor korrjigimi për aftësinë mbajtëse në bazë, dhera jokohezive [granulare]</p> <p>α= faktori i adezionit mes mureve të pilotës dhe dherave</p> <p>K_s= koeficienti i presionit anësor, dhera jokohezive</p> <p>δ= këndi i fërkimit ndërmjet pilotës dhe dherave rrethues [gradë]</p> <p>A_b= m^2, sipërfaqja e bazës/majës së pilotës</p> <p>A_{si}= m^2, sipërfaqja e mureve të pilotës që kalon në shtresën me trashësi H_i në shtresën i</p> <p>c_b= kPa; rezistenca në prerje në kushte pa drenim në bazën/majën e pilotës</p> <p>c_{ui}= kPa; rezistenca mesatare në prerje në kushte pa drenim përgjatë trupit të pilotës</p> <p>σ'_b= kPa; vlera e sforcimeve efektive në bazën/majën e pilotës; $\sigma'_b = \sum Y_{bi} H_i$; $Y_{bi} = Y_{sat,i} - Y_w$</p> <p>σ'_s= vlera mesatare e sforcimeve efektive që vepron përgjatë shtresës me trashësi H_i; $\sigma'_s = \sum Y_{si-1} H_{i-1} + Y_{si} H_i 0.5$; $Y_{si} = Y_{sat,i} - Y_w$</p>			

ANEKS 3.3	Projekti:	Llogaritja e Forcave të Brendshme të Pilotës	Referenca
	Seksioni	Ballina M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrollloi: INGENIUM
	Datë:		Datë:

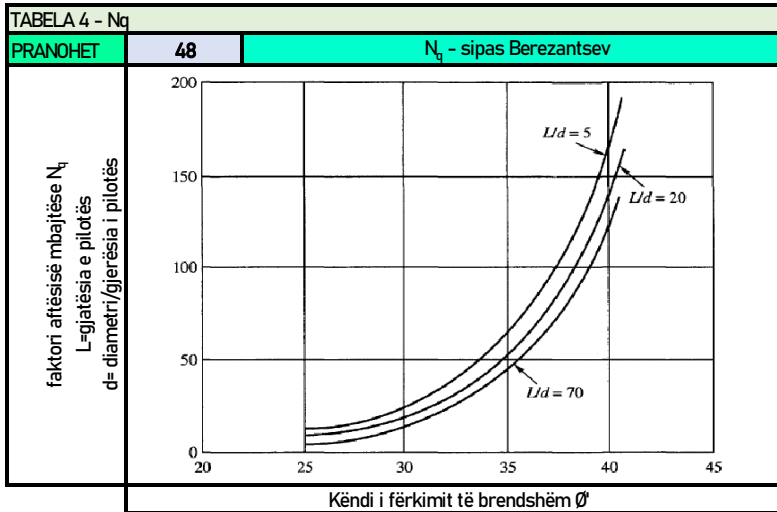


TABELA 5

	N_c	Kushtet
	9	$L/D \geq 3$ $c_u > 25$ kPa
	6	$c_u \leq 25$ kPa
PRANOHET	6	
	α	Kushtet
	1	$c_u \leq 25$ kPa
	0.5	$c_u \geq 70$ kPa
	-	$1 - (c_u - 25/90)$
PRANOHET	1	
Materiali i pilotës	δ	K_s
		Densiteti relativ i dheut shkruar ngjeshur
Çelik	20	0.5 1
Beton	0.750	1 2
Dru	0.750	1.5 4
PRANOHET	24	
PRANOHET	PRANOHET	1

TABELA 6 - LLOGARITJA E SFORCIMEVE NË BAZË DHE REZISTENCËS NË FËRKIM

Nr. Shtresë	Tipologjia	H_{mes} [m]	H_{tot} [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kN/m ²]	Dhe'	σ'_{si} [kN/m ²]	σ'_b [kN/m ²]	$R_{si} = K_{si} \sigma'_{si} \tan \alpha_{Si}$ [kN]	$R_b = N_c c_b A_b$ [kN/m ²]	$R_s = \sum ac_{ui} A_{si}$ [kN/m ²]
							@shtresë $c/\phi - c?$					
1	T-I	0.40	0.4	18.15	14	14.7	JOKOHEZIV	1.67		0.93		18.49
2	T-II	2.30	2.7	18.64	18	24.5	JOKOHEZIV	13.49		43.39		177.15
3	T-III	1.70	4.4	19.62	34	0.0	JOKOHEZIV	31.98		76.04		0.00
4	T-II	1.20	5.6	18.64	18	24.5	JOKOHEZIV	45.62		76.57		92.43
5	T-III	8.60	14.2	19.62	34	0.0	JOKOHEZIV	93.10	H_b [m]	1,119.87	H_b [m]	0.00
6	T-II	2.85	17.05	18.64	18	24.5	JOKOHEZIV	147.86	30	589.43	30	219.51
7	T-IV	10.90	27.95	20.60	35	0.0	JOKOHEZIV	203.34	246	2,261.08	18,485	0.00
8	T-V	2.10	30.05	24.67	0	3922.7	KOHEZIV					25,879.14
										4,167		26,387

TABELA 7 - VLERA KARAKTERISTIKE DHE SIPAS KOMBINEVE TË REZISTENCËS SË NJË PILOTE

No.	Parameter	Nr. Sonde/shpimi			Mesatare	Min	Faktorët pjesor " γ_R " [Table A.7 EN1997.1:2004]			
		1	2	3			R1	R2	R3	R4
1	$R_{ty,cal}$ Rezistenca në bazë e pilotës [kN]				0		1.25	1.1	1	1.6
2	$R_{sy,cal}$ Rezistenca në fërkime pilotës [kN]				0		1	1.1	1	1.3
3	$R_{c,cal} = R_{ty,cal} + R_{sy,cal}$ [kN]	0.00	0.00	0.00	0	0	1.15	1.1	1	1.3
4	$R_{c,k(mean)} = R_{c,cal(mean)} / E_s$ Rezistenca llog. Në bazë npr një pilote provë në vend				0					
5	$R_{c,k(min)} = R_{c,cal(min)} / E_s$ Rezistenca llog. Në fërkim npr një pilote provë në vend				0					
6	$R_{c,k} = \min[R_{c,k(mean)}; R_{c,k(min)}]$; Rezistenca totale llogaritëse				0					
7	$R_{c,d} = \min[R_{c,k(mean)} / \gamma_R; R_{c,k(min)} / \gamma_R]$; Rezistenca e projektimit [kN]						0	0	0	0
8	$R_{ty,k}$ Rezistenca karakteristike në majë bazuar në parametrat e shtresave; [kN]					18,485				
9	$R_{s,k}$ Rezistenca karakteristike në fërkim bazuar në parametrat e shtresave; [kN]					0			Pranohet $R_{s,k}$ PO/JO?	JO
10	F_s Faktori i sigurisë së pranuar [EN 1997.1:2004 - Paragrafi 7.6.2.3 (8)]					2.75				
11	$R_{ty,d} = R_{ty,k} / F_s$					6,722				
12	$R_{s,d} = R_{s,k} / F_s$					0				
13	$R_{ty,d} / \gamma_R$						5,377	6,111	6,722	4,201
14	$R_{s,d} / \gamma_R$						0	0	0	0
15	$R_{c,d}$ Rezistenca e projektimit; [kN]						5,377	6,111	6,722	4,201

$R_{ty,cal(mean)}$ = vlera mesatare llogaritëse e aftësisë mbajtëse në shtypje në bazë/majën e pilotës

$R_{sy,cal(mean)}$ = vlera mesatare llogaritëse e aftësisë mbajtëse në fërkim të trupit të pilotës

$R_{c,k(mean)}$ = vlera mesatare llogaritëse e aftësisë mbajtëse të pilotës për punën e saj në shtypje

$R_{ty,cal(min)}$ = vlera min llogaritëse e aftësisë mbajtëse në shtypje në bazë/majën e pilotës

$R_{sy,cal(min)}$ = vlera min llogaritëse e aftësisë mbajtëse në fërkim të trupit të pilotës

$R_{c,k(min)}$ = vlera min llogaritëse e aftësisë mbajtëse të pilotës për punën e saj në shtypje

ANEKS 3.3	Projekti:	Llogaritja e Forcave të Brendëshme të Pilotës	Referenca
	Seksioni	Ballina M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrolli: INGENIUM
	Datë:		Datë:

$$R_{c,k(\text{mean})} = [R_{b,cal(\text{mean})} + R_{s,cal(\text{mean})}] / \xi_3$$

$$R_{c,k(\text{min})} = [R_{b,cal(\text{min})} + R_{s,cal(\text{min})}] / \xi_4$$

$\xi = f(n)$	n- numri i shpimeve në sheshin e ndërtimit të ballnës [Tabela A.10 EN1997.1:2004]										
	1	2	3	4	5	7	10				
$\xi_3 =$	1.85	1.77	1.73	1.69	1.65	1.62	1.6				
$\xi_4 =$	1.85	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4				

TABELA 8- FAKTORËT PJESORË PËR GJËNDJEN KUFTARE STRUKTURORE (STR) DHE GJEOTEKNIKE (GEO) TË PILOTAVE SIPAS EN1997.1:2004

EN1997.1:2004					EN1997.1:2004			
Tabela A.3 - Faktorët pjesorë të veprimeve (γ_F)					Tabela A.4 - Faktorët pjesorë të parametrave gjeoteknike (γ_w)			
Veprimet	Simboli	A1	A2	Parametrat e dherave	Simboli	M1	M2	
E përherëshme	E pafavorshme	γ_G	1.35	1	Këndi i fërkimit të brendshëm	$\gamma_{\phi'}$	1	1.25
	E favorshme		1	1	Kohezioni efektiv	γ_c	1	1.25
E përkohëshme	E pafavorshme	γ_Q	1.5	1.3	Rezistenca në prerje pa drenim	γ_{cu}	1	1.4
	E favorshme		0	0	Rezistenca pa kufizime anësore	γ_{qu}	1	1.4
				Pesha volumore	γ_t	1	1	
EN1997.1:2004					EN1997.1:2004			
Tabela A.3 - Faktorët pjesorë të rezistencës (γ_R) për pilotat e derdhura					Situata e projektimit sipas Art. 2.4.7.3.4			
Rezistenca	Simboli	R1	R2	R3	R4	DA1.1	A1 "+" M1 "+" R1	
Në bazë (maja e pilotës)	γ_b	1.25	1.1	1	1.6	DA1.2	A2 "+" (M1 ose M2) "+" R4; M2 fërkim "-"	
Në fërkim (trupin e pilotës, shtypje)	γ_s	1	1.1	1	1.3	DA2	A1 "+" M1 "+" R2	
Totali (kombinimi i bazës me trupin)	γ_t	1.15	1.1	1	1.5	DA3	(A1' ose A2'*) "+" M2 "+" R3	
Në fërkim (trupin e pilotës, tërheqje)	γ_{st}	1.25	1.15	1.1	1.6	A1' - Vep strukturore; A2* - Vep gjeoteknike		

TABELA 9 - VERIFIKIMI I REZISTENCËS STRUKTURORE DHE DHERAVE PËR GJËNDJEN KUFTARE NË SITUATA PROJEKTIMI TË PËRHERËSHME DHE KALIMTARE Art. A.2.3.1 (5) - EN 1990:2002; Art. 2.4.7.3 - EN 1997.1:2004 dhe Aneksi B - EN 1997.1:2004

KONTROLLI	KOMBINIMI THEMELOR SIPAS Eq. 6.10b të EC1				$N_{b,nev} =$	8	Nr i nevojshëm pilotave në grup përpërballimin e forcave vertikale prej kombinimeve
	DA1.1	DA1.2	DA2	DA3	$N_{b,tlog} =$	9	
E_d [kN]=	41,909	31,044	41,909	39,417	Pranohet nr pilotave prej kushtit të radhitjes në distancë nga njëra tjetra ndërmejt (2.5-3) d_p		
$E_{d,pilote}$ [kN]=	4,657	3,449	4,657	4,380			
$R_{d,pilote}$ [kN]=	5,377	4,201	6,111	6,722			
{ E_d , $R_{d,p}$, "KALON", "NUK KALON"}	KALON	KALON	KALON	KALON	Konkluzion: Sipas Art. 7.6.2.1 (3) - EN1997.1:2004 plotësohet vetëm një nga kushtet por duhet të kontrollohet edhe aftësia mbajtëse e grupit të pilotave.		

5. AFTËSIA MBAJTËSE E GRUPIT TË PILOTAVE SI NJË BLOK BAZUAR NË PROVAT LABORATORIKE

5.1 Kontrolli i punës në grup i pilotave

$m =$	3	[nr]	numri i kolonave të rrejtit të pilotave
$n =$	3	[nr]	numri i rreshtave të rrejtit të pilotave
$\theta =$	0	[njësi]	$\tan^{-1}(d_p/s_p)$
$E_g =$	0.99	[njësi]	koeficienti i punës në grup të rrejtit të pilotave
$E_g <$	1	[njësi]	DO TË MERRET PARASYSH PUNA NË GRUP E PILOTAVE

5.2 Shpërndarja e ngarkesës vertikale në pilota dhe kontrolli i pilotës së mbingarkuar përkundrejt rezistencës

TABELA 10 - SHPËRNDARJA E NGARKESËS VERTIKALE NË PILOTA					DA1.1	DA1.2	DA2	DA3
Pilota P_i	X [m]	Y [m]	A_i [m ²]		$P_{z,i}$ [kN]	$P_{z,i}$ [kN]	$P_{z,i}$ [kN]	$P_{z,i}$ [kN]
P_1	-2.61	-3.6	0.785		4,163.53	3,067.74	4,163.53	3,895.42
P_2	-0.11	-3.6	0.785		4,635.79	3,433.23	4,635.79	4,359.23
P_3	2.39	-3.6	0.785		5,108.04	3,798.71	5,108.04	4,823.03
P_4	-2.61	0	0.785		4,163.53	3,067.74	4,163.53	3,895.42
P_5	-0.11	0	0.785		4,635.79	3,433.23	4,635.79	4,359.23
P_6	2.39	0	0.785		5,108.04	3,798.71	5,108.04	4,823.03
P_7	-2.61	3.6	0.785		4,163.53	3,067.74	4,163.53	3,895.42
P_8	-0.11	3.6	0.785	Shënim: Koordinatat përfaqësojnë numra të plotë refreua sistemit kartezian (X,Y,Z)	4,635.79	3,433.23	4,635.79	4,359.23
P_9	2.39	3.6	0.785		5,108.04	3,798.71	5,108.04	4,823.03
$\Sigma A_i =$	7.07	[m ²]	Shuma e sipërfaqeve të çdo pilote		$M_x =$	0	0	0

ANEKS 3.3	Projekti: Llogaritja e Forcave të Brendëshme të Pilotës	Referenca
	Seksioni Ballna M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti: INGENIUM Datë:	Kontrolli: INGENIUM Datë:

$I_{xx} = 61.07$ [m⁴] Momenti i i inercisë ndaj X'
 $I_{yy} = 29.54$ [m⁴] Momenti i i inercisë ndaj Y'
 $P_z =$ [kN] Rezultante e forcave vertikale
 $A_i =$ [m²] Sipërfaqe e një pilote
 $M_x =$ Momenti total përkulës ndaj ndaj X'
 $M_y =$ Momenti total përkulës ndaj ndaj X'
 $I_{xx} = \sum A_i y_i^2$; $I_{yy} = \sum A_i x_i^2$; $P_{z,i} = [P_z A_i / \sum A_i] + [M_x y_i A_i / I_{xx}] + [M_y x_i A_i / I_{yy}]$

$M_y =$	7,104.35	5,498.14	7,104.35	6,977.28
$P_{z,i,max}$ [kN]=	5,108	3,799	5,108	4,823
$R_{d,pilote}$ [kN]=	5,377	4,201	6,111	6,722
	KALON	KALON	KALON	KALON
{ $P_{z,i} < R_{d,pilote}$ "KALON", "NUK KALON"} }				
Konkluzion: Kënaqet kushti i përballimit të forcave vertikale nga rezistenca e dherave për pilotën më të ngarkuar				

ANEKS 3.3	Projekti:	Llogaritja e Forcave të Brendëshme të Pilotës	Referenca
	Seksioni	Ballina M1, M2 dhe M3	Rishikimi
	Llogariti:	INGENIUM	Kontrollloi: INGENIUM
	Datë:		Datë:

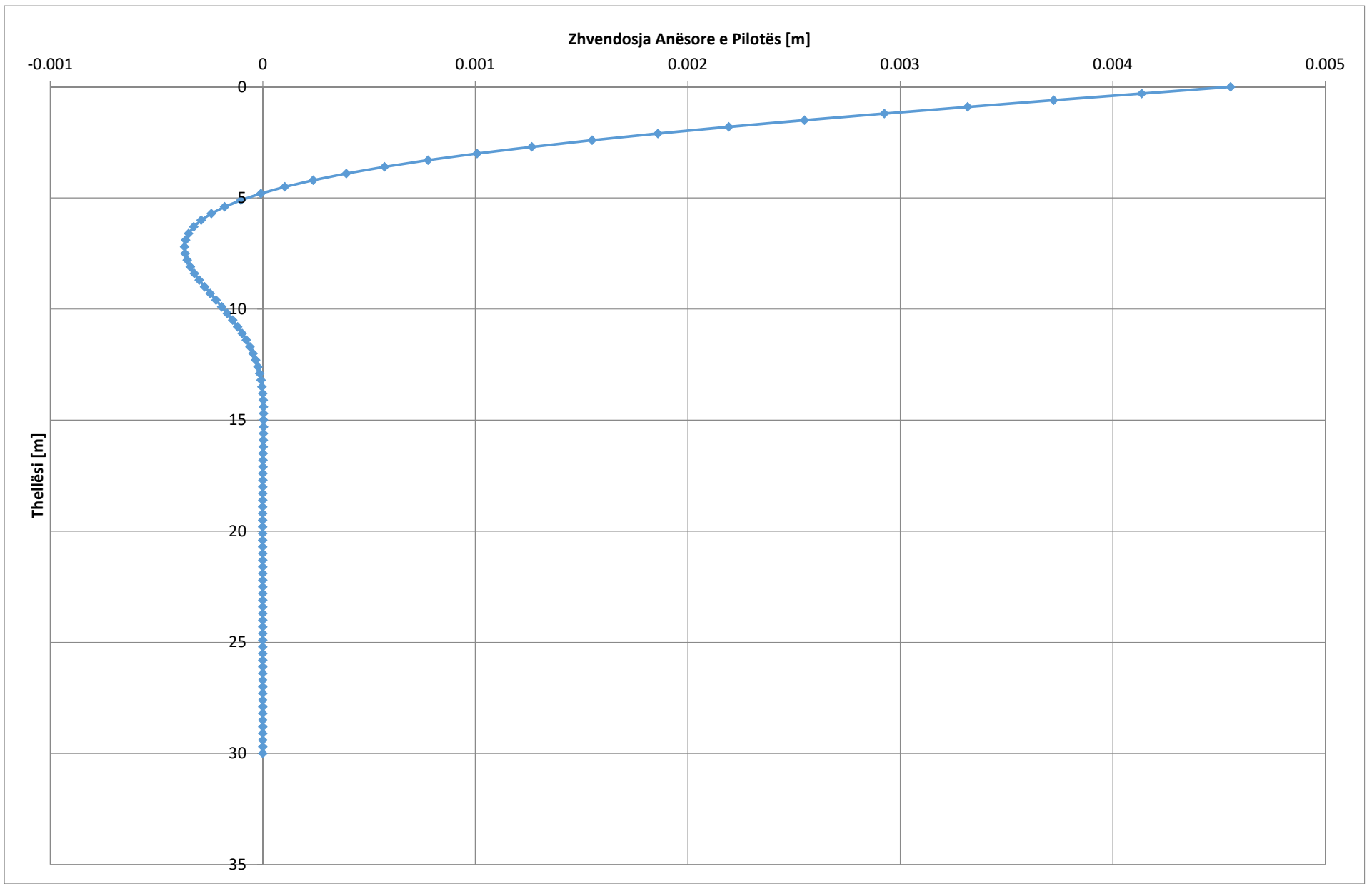
5.2 Shpërndarja e ngarkesës horizontale në pilota

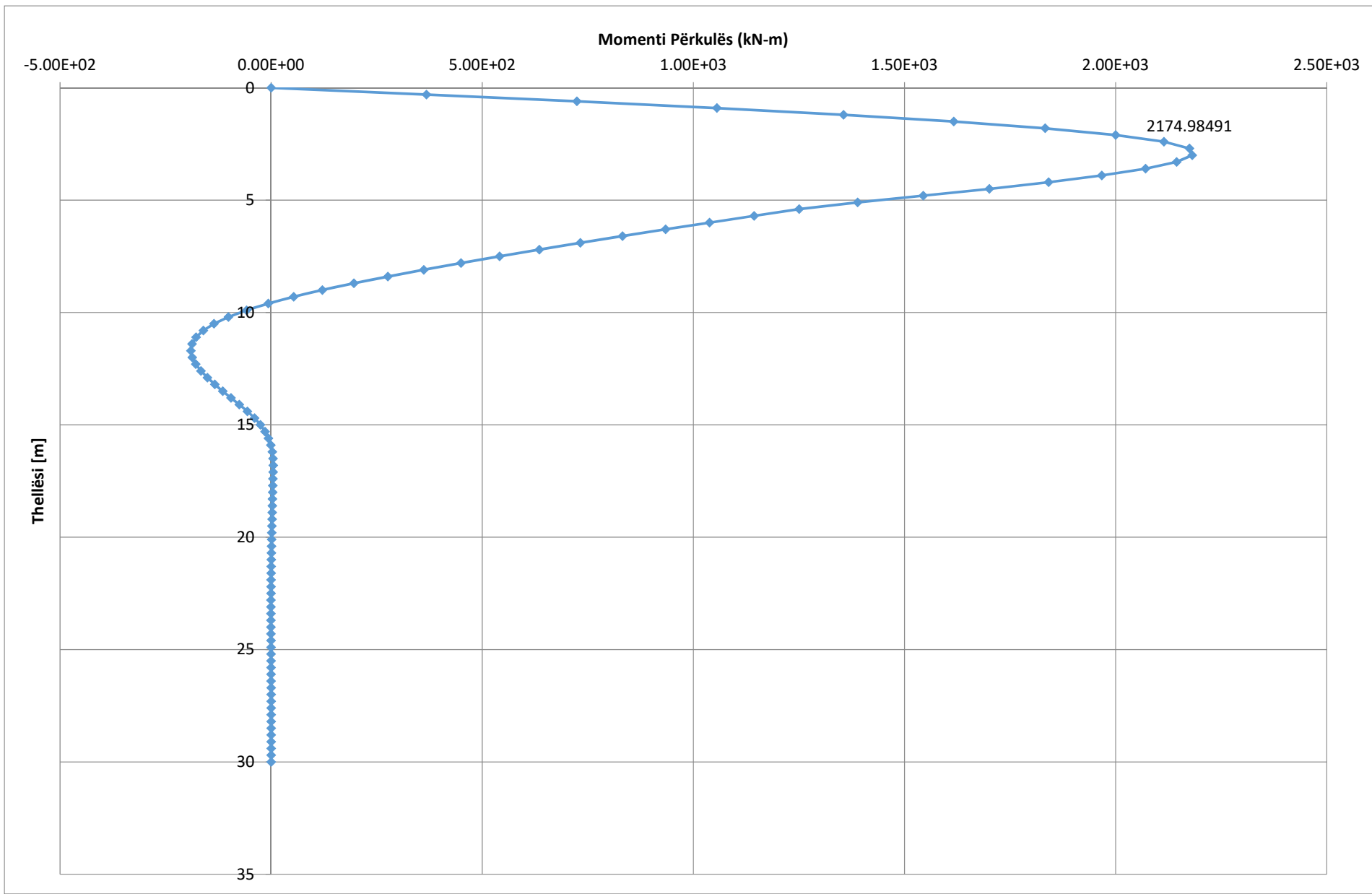
Pilota P _i	X [m]	Y [m]	DA1.1	DA1.2	DA2	DA3	DA1.1	DA1.2	DA2	DA3	
			P _{h,xi} [kN]	P _{h,xi} [kN]	P _{h,xi} [kN]	P _{h,xi} [kN]	P _{h,yi} [kN]	P _{h,yi} [kN]	P _{h,yi} [kN]	P _{h,yi} [kN]	
P ₁	-2.61	-3.6	251.42	232.15	251.42	242.08	59.07	50.32	59.07	59.07	
P ₂	-0.11	-3.6	251.42	232.15	251.42	242.08	2.49	2.12	2.49	2.49	
P ₃	2.39	-3.6	251.42	232.15	251.42	242.08	-54.09	-46.08	-54.09	-54.09	
P ₄	-2.61	0	169.95	150.67	169.95	160.60	59.07	50.32	59.07	59.07	
P ₅	-0.11	0	169.95	150.67	169.95	160.60	2.49	2.12	2.49	2.49	
P ₆	2.39	0	169.95	150.67	169.95	160.60	-54.09	-46.08	-54.09	-54.09	
P ₇	-2.61	3.6	88.48	69.20	88.48	79.13	59.07	50.32	59.07	59.07	
P ₈	-0.11	3.6	88.48	69.20	88.48	79.13	2.49	2.12	2.49	2.49	
P ₉	2.39	3.6	88.48	69.20	88.48	79.13	-54.09	-46.08	-54.09	-54.09	
ΣA=	1,529.55	[m ²]	Shuma e sipërfaqeve të çdo pilote				M _z =	-2,611.01	-2,224.19	-2,611.01	-2,611.01
I _{zz} =	90.61	[m ⁴]	Momenti inercisë rrotulluese ndaj Z							P _{h,xi} ^{max} =	251.42
P _{h,xi} =		[kN]	Rezultante e forcave horizontale sipas boshtit X							P _{h,yi} ^{max} =	59.07
P _{h,yi} =		[kN]	Rezultante e forcave horizontale sipas boshtit Y							P _{zi} ^{max} =	5,108.04
A _i =		[m ²]	Sipërfaqe e një pilote								
M _z =		[kN*m]	Momenti rrotullues ndaj boshtit Z								
I _{zz} =I _{xx} +I _{yy} ; P _{h,xi} =[P _x A _i /ΣA _i] + [M _z y _i A _i /I _{zz}]; P _{h,yi} =[P _y A _i /ΣA _i] + [M _z x _i A _i /I _{zz}]											

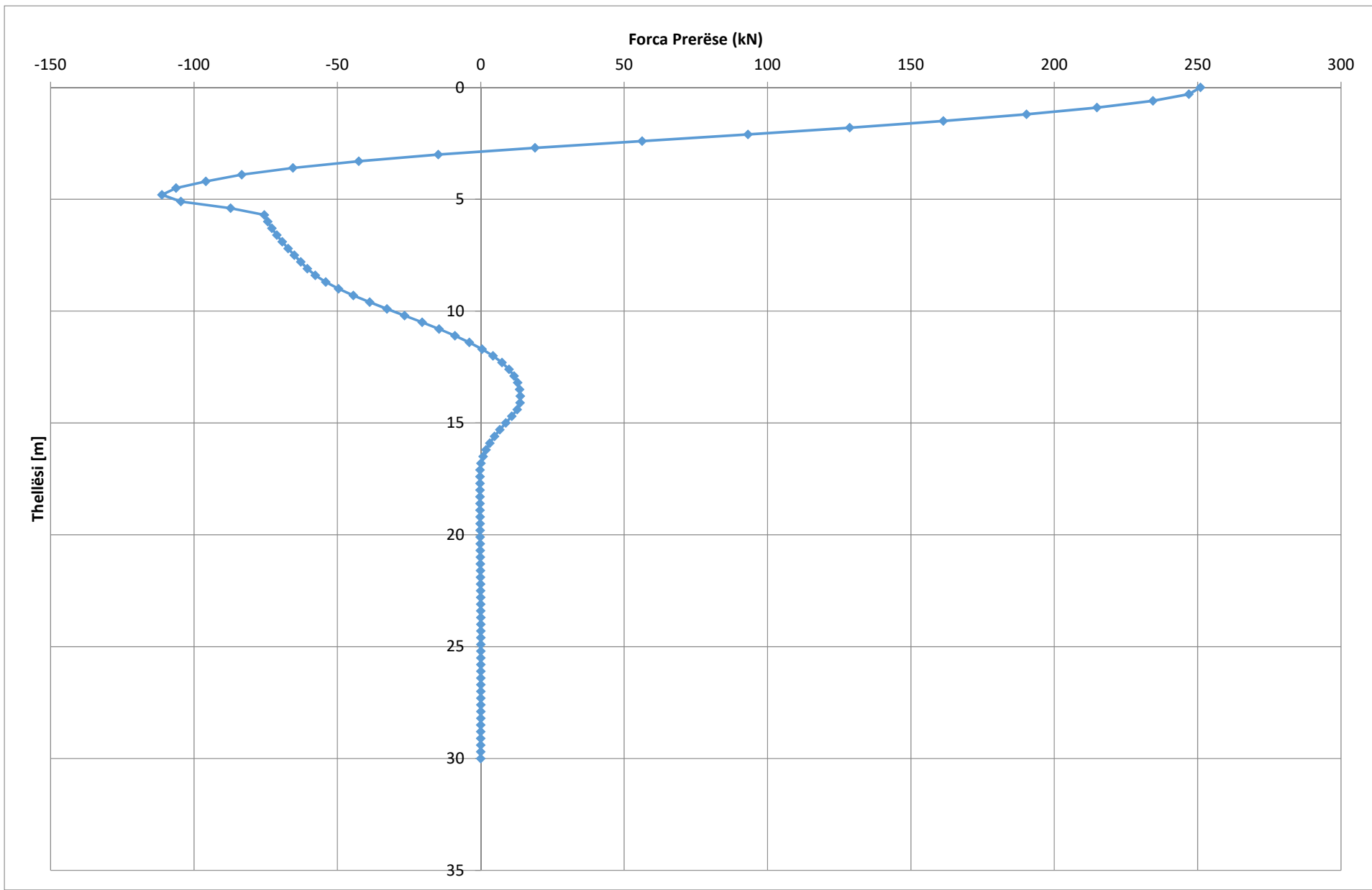
5.3 Llogaritja e Forcave të Brendshme në Pilotë (N,V,M). Kurba p-y

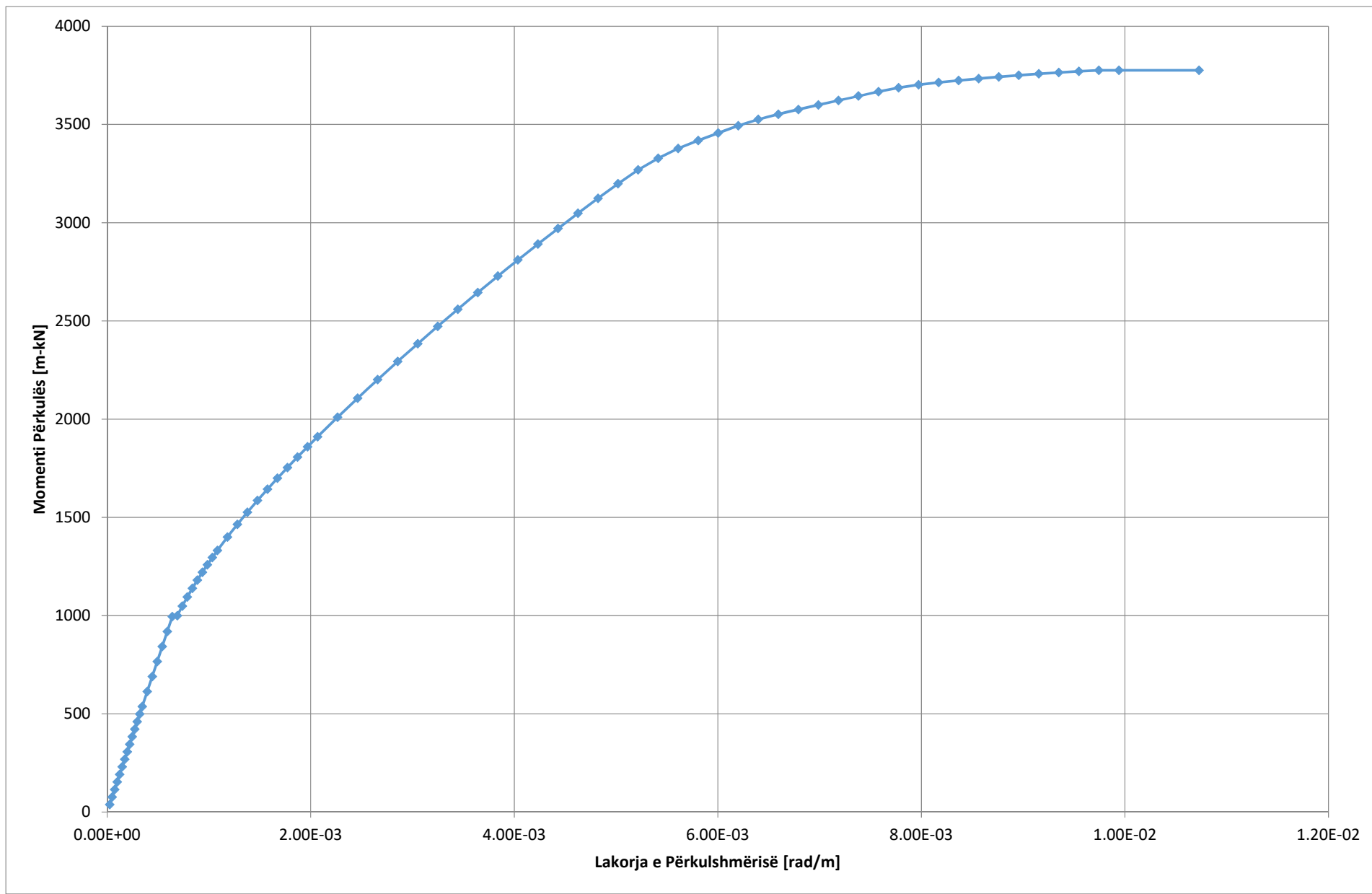
Projektim i pilotës prej veprimit të momentit përkulës dhe forcës prerëse

c _{min} =	50	[mm]	N _{Ed} =	-5,108.00	[kN]	V _{Ed} =	-0.45909	
ΔC=	10	[mm]	M _{Ed} =	2,170.00	[kN*m]	μ _{Ed} =	0.19503	
c _{nom} =	60	[mm]	V _{Ed} =	250.00	[kN]	ω=	0.42	
d _{s,gjat} =	25	[mm]	Beton	C25/30		A _{s,tot} =	107.48	[cm ²]
d _{s,stafa} =	12	[mm]	Hekur	B500C		A _{s,min} =	19.63	[cm ²]
d _{s,gjat} =	30	[mm]	f _{ck} =	25	[N/mm ²]	N _{shufra} =	22	[copë]
d _t =	8.45	[cm]	α=	0.85		S _{s,gjat} =	12	[mm]
d _p =	100.00	[cm]	f _{cd} =	14.166667	[N/mm ²]	Sipas DIN EN1536:1999-06 plotësohet kushti për vendosjen e shufrave gjatësore punuese ndërmjet hapësirës 100mm deri 400mm		
d _t /d _p =	0.08	pra d _t /d _p =0.1	f _{yk} =	500	[N/mm ²]			
A _s =	7853.98163	[cm ²]	f _{yd} =	434.78261	[N/mm ²]			









LOT 3-UNAZA, TIRANË
RELACIONI TEKNIK
ANEKSI 4

INGENIUM, PF

ANEKSI 4	Projekti: LOT3_UNAZA_NYJAA: Llogaritja dhe kontrolli - Sforcimet e lejuara nën Tabanin e themeleve				Referenca	
	Seksioni				Fleta numër/Rishikimi	
	Llogaritur nga: Ing. Rezeart Zgjanjollli	Datë: 10/02/23	Kontrolluar nga:	Datë: 10/02/23	Miratuar nga: Rezeart Zgjanjollli	Datë:

PROJEKTIMI I PËRFORCIMIT TË TRUJLLIT NËN TABANIN E THEMELEVE

1. PARAMETRAT GJEOTEKNIKE

Karakteristikat fiziko-mekanike të dherave [apo shtresave] janë marrë nga Raporti Gjeologjiko-Inxhinierik, realizuar nga **NORD-COMAT sh.p.k. - ANEKSI 1**

STRATA 1 - [të dhënat për situatën me drenim, dhe pa drenim (ANG = undrained)]

drained		undrained	
$c = 0.15$ [kg/cm ²]	kohezioni pa drenim	$c_u = 0.15$ [kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
$\phi = 14.00$ [grade]	Këndi i fërkimit i matur	$\phi_u = 14.00$ [grade]	Këndi i fërkimit i matur
$\gamma^* = 18.50$ [kg/m ³]	densiteti i tokës ku mbështetet themeli, e vendosur në thellësinë D,	$\gamma_{u0}^* = 18.50$ [kg/m ³]	densiteti i tokës ku mbështetet themeli, e vendosur në thellësinë D,
$c = 14.71$ [kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës	$c_u = 14.71$ [kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
$\gamma^* = 18.15$ [kN/m ³]	pesha volumore e tokës ku mbështetet themeli, e vendosur në thellësinë Df	$\gamma_{u0}^* = 18.15$ [kN/m ³]	pesha volumore e tokës ku mbështetet themeli, e vendosur në thellësinë Df

STRATA 2 - [të dhënat për situatën me drenim, dhe pa drenim (ANG = undrained)]

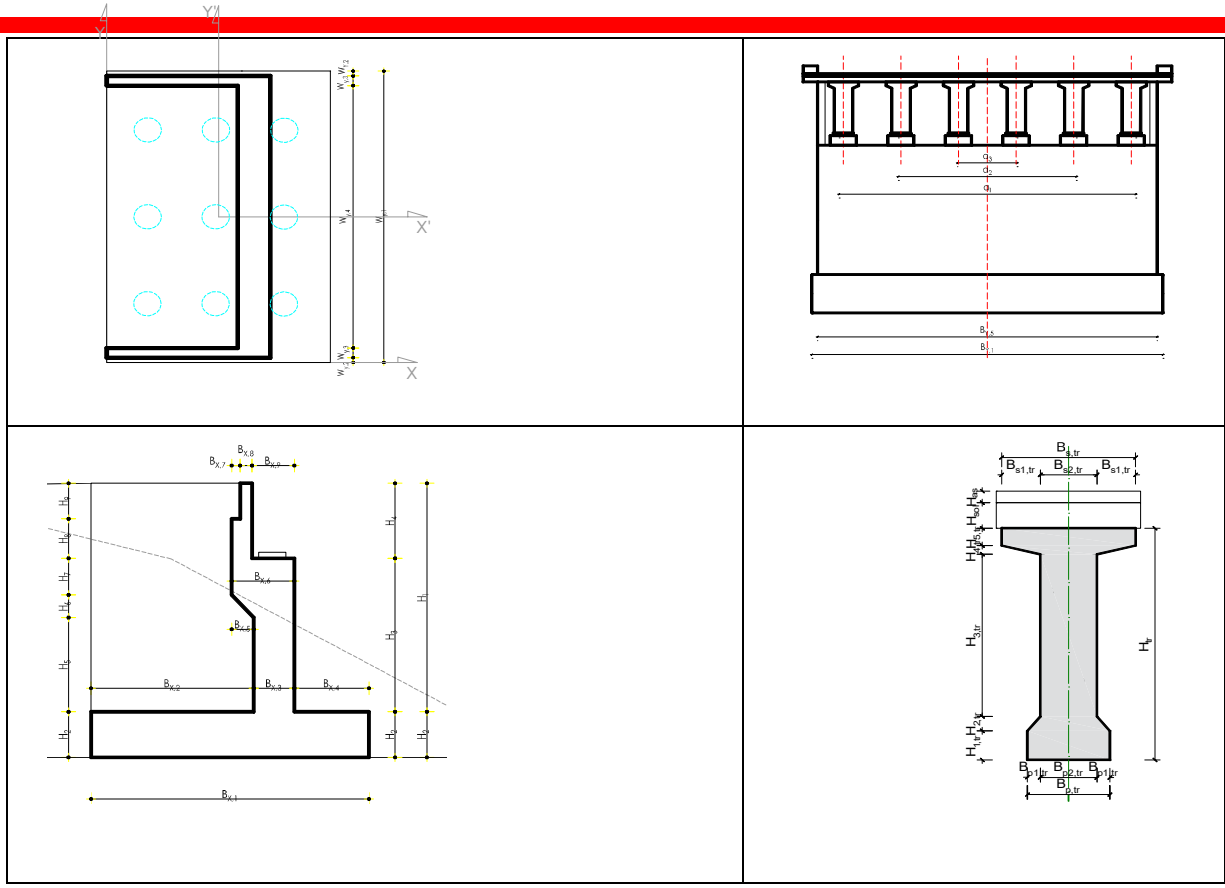
drained		undrained	
$c = 0.21$ [kg/cm ²]	kohezioni pa drenim	$c_u = 0.21$ [kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
$\phi = 19.00$ [grade]	Këndi i fërkimit i matur	$\phi_u = 19.00$ [grade]	Këndi i fërkimit i matur
$\gamma^* = 1.850$ [kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D,	$\gamma_{u0}^* = 1.850$ [kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D,
$c = 20.59$ [kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës	$c_u = 20.59$ [kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
$\gamma^* = 18.15$ [kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë Df	$\gamma_{u0}^* = 18.15$ [kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë Df

STRATA 3 - [të dhënat për situatën me drenim, dhe pa drenim (ANG = undrained)]

drained		undrained	
$c = 0.21$ [kg/cm ²]	kohezioni pa drenim	$c_u = 0.21$ [kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
$\phi = 19.00$ [grade]	Këndi i fërkimit i matur	$\phi_u = 19.00$ [grade]	Këndi i fërkimit i matur
$\gamma^* = 1.850$ [kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D,	$\gamma_{u0}^* = 1.850$ [kg/m ³]	densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D,
$c = 20.59$ [kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës	$c_u = 20.59$ [kN/m ²]	vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
$\gamma^* = 18.15$ [kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë Df	$\gamma_{u0}^* = 18.15$ [kN/m ³]	pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë Df

2. GJEOMETRIA

BALLINA	
$B_{x,1}$	8.2 [m]
$B_{x,2}$	4.8 [m]
$B_{x,3}$	1.2 [m]
$B_{x,4}$	2.2 [m]
$B_{x,5}$	0.65 [m]
$B_{x,6}$	1.85 [m]
$B_{x,7}$	0.25 [m]
$B_{x,8}$	0.35 [m]
$B_{x,9}$	1.25 [m]
$H_{y,1}$	7.52 [m]
$H_{y,2}$	1.5 [m]
$H_{y,3}$	5.05 [m]
$H_{y,4}$	2.47 [m]
$H_{y,5}$	3.1 [m]
$H_{y,6}$	0.75 [m]
$H_{y,7}$	1.2 [m]
$H_{y,8}$	1.3 [m]
$H_{y,9}$	1.17 [m]
$B_{x,10}$	12.07 [m]
$B_{x,11}$	0.2 [m]
$B_{x,12}$	0.4 [m]
$B_{x,13}$	10.87 [m]
$n_{trarët}$	6 [copë]
$B_{x,14}$	1.04 [m]
$B_{x,15}$	0.3 [m]
$B_{x,16}$	0.44 [m]
$B_{x,17}$	0.64 [m]
$B_{x,18}$	0.1 [m]
$B_{x,19}$	0.44 [m]
$H_{y,10}$	2 [m]
$H_{y,11}$	0.25 [m]
$H_{y,12}$	0.13 [m]
$H_{y,13}$	1.4 [m]
$H_{y,14}$	0.08 [m]
$H_{y,15}$	0.15 [m]
L_{tr}	30 [m]
$H_{w,1}$	0.22 [m]
$H_{w,2}$	0.1 [m]
L_{tr}	0.15 [m]
B_{tr}	11.5 [m]
gama,asfalt	22 [kN/m ²]



3. GJENDIJA KUPTARE E AFTËSISË MBAJTËSE TË BAZAMITIT [ULS]

HAPI I. REAKSIONET NË MBËSHETJET E BALLNAVE

G_{k1} ballina	6,976 [kN]	Pesha vetjake e ballnës
G_{k1} ballina,dhera	7,121 [kN]	Pesha vetjake e materialit mbushës tpa ballnës
G_{k1} trarët L/2	2,210 [kN]	Pesha vetjake e trarëve të parandëruar të mbistrukturës
G_{k1} soletët L/2	949 [kN]	Pesha vetjake e soletës së mbistrukturës
G_{k1} shtresave L/2	380 [kN]	Pesha vetjake e shtresave të mbistrukturës
G_{k1} trotuar	397 [kN]	Pesha vetjake e trotuarit të mbistrukturës
G_{k1}	17,636 [kN]	Pesha vetjake e elementeve strukturore
G_{k2}	397 [kN]	Pesha nominale e elementëve jo-strukturore

ANEKSI 4	Projekti: LOT3_UNAZA_NYJAJA: Llogaritja dhe kontrolli - Sforcimet e lejuara nën Tabanin e themeleve	Referenca	
	Seksioni	Fleta numër/Rishikimi	
	Llogaritur nga: Ing. Rezeart Zgjanjollli	Datë: 10/02/23	Kontrolluar nga: Datë: 10/02/23
		Miratuar nga: Rezeart Zgjanjollli	Datë:

S_p	60	[kN]	3cm çedim të bazamentit të ballnës
$Q_{v,1}$		[kN]	
$Q_{v,2}$		[kN]	

HAPI II. VEPRIMET HORIZONTALE PREJ TRAFIKUT

$Q_{h,1}$	441	[kN]	Veprimi horizontal në nivelin e shtresës asfaltike përgjatë aksit të urës
Q_h	300	[kN]	Pesha e çiftit të ngarkesave të modelit LMI
w_p	3	[m]	Gjerësia e korsisë llogaritës të ngarkimit të modelit LMI
L_p	30	[m]	Hapësira dritë e urës (nga ballna në ballnë)
h_m	7.52	[m]	Krahu i forcës horizontale - që shkakton momentin në tabanin e themelit
M_{Q_h}	2.256	[kN m]	Momenti prej veprimit Q_h
q_{Q_h}	16.68	[kN/m ²]	Ngarkesa ekuivalente e shpërndarë në themele - q

HAPI III. KONTROLLI I SIGMAVE FAKTIVE NË TË KATËR KULMET E THEMELIT

Të dhëna gjeometrike - Të përbledhura

B	8.20	[m]	Dimensioni h1 i plintit
L	12.07	[m]	Dimensioni h2 i solietës
N	18,093	[kN]	Forca Normale Totale - që pritet të shkaktojë mbi themele
q	182.81	[kN/m ²]	Ngarkesa ekuivalente e shpërndarë në themele - q prej veprimeve
q_h	16.68	[kN/m ²]	Ngarkesa ekuivalente e shpërndarë në themele - q prej veprimeve horizontale
q_{tot}	199.48	[kN/m ²]	Ngarkesa ekuivalente totale prej të gjitha veprimeve
q_{ose}	49.80	[kN/m ²]	Ngarkesa e lejuar - Shih - Ngarkesat e Lejuara në Taban
y	18.15	[kN/m ³]	Pesha vëllimore - Studimi gjeologjik

Të dhëna për Sforcimin σ_z përgjatë thellësisë - poshtë qendrës së themeleve

Pika A - pranohet në kulmet e katërkëndëshit të themelit		
L_t	12.07 [m]	
B_t	8.20 [m]	
L	6.04 [m]	
B	4.10 [m]	
L	12.07 [m]	L totale pranohet = Dim. më i madh i plakës/jastëkut/themelit
B	8.20 [m]	B totale pranohet = Dim. më i vogël i plakës/jastëkut/themelit
L	6.04 [m]	L llogaritëse - pra për llogaritjen, Boussinesq = $L_t/2$
B	4.10 [m]	B llogaritëse - pra për llogaritjen, Boussinesq = $B_t/2$

Discretizojmë tabanin nën themele, çdo 20cm

h_z - shtresa I	0.20	[m]	Kuota e fundit të shtresës "I" nën themel, matur nga tabani themelit
h_z - shtresa I	0.40	[m]	Kuota e fundit të shtresës "I" nën themel, matur nga tabani themelit
h_z - shtresa I	0.60	[m]	Kuota e fundit të shtresës "I" nën themel, matur nga tabani themelit
h_z - shtresa I	0.80	[m]	Kuota e fundit të shtresës "I" nën themel, matur nga tabani themelit
h_z - shtresa I	1.00	[m]	Kuota e fundit të shtresës "I" nën themel, matur nga tabani themelit
h_z - shtresa I	1.20	[m]	Kuota e fundit të shtresës "I" nën themel, matur nga tabani themelit
h_z - shtresa I	1.40	[m]	Kuota e fundit të shtresës "I" nën themel, matur nga tabani themelit
h_z - shtresa I	1.60	[m]	Kuota e fundit të shtresës "I" nën themel, matur nga tabani themelit
h_z - shtresa I	1.80	[m]	Kuota e fundit të shtresës "I" nën themel, matur nga tabani themelit
h_z - shtresa I	2.00	[m]	Kuota e fundit të shtresës "I" nën themel, matur nga tabani themelit

Tabela e llogaritjeve - Llogaritje e forcimeve faktike - σ_z

	[m]	$m = B/h_z$	$n = L/h_z$	I_3	Sf. Faktik [kPa, q, p] σ_z	Sf. Lejuar [kPa, q, p] σ_z	KONTROLL:	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	0.20	20.50	30.18	0.2500	199.47	199.22	NUK KALON	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	0.40	10.25	15.09	0.2499	199.40	199.22	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	0.60	6.83	10.06	0.2496	199.20	199.22	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	0.80	5.13	7.54	0.2491	198.82	199.22	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	1.00	4.10	6.04	0.2483	198.22	199.22	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	1.20	3.42	5.03	0.2471	197.37	199.22	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	1.40	2.93	4.31	0.2455	196.22	199.22	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	1.60	2.56	3.77	0.2436	194.79	199.22	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	1.80	2.28	3.35	0.2412	193.05	199.22	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	2.00	2.05	3.02	0.2384	191.03	199.22	OK	Shtresa =	STRATA 1

Discretizojmë me një shtresë zhavorri [material granular] nën themele - t = 20cm - E ngjeshur në maksimumin e lejuar

Për shtresë zhavorri ose çakëll, i ngjeshur mirë, me lagështirë optimale, sipas Tabelës-1, BS 8004:1986

ose sipas 2 standardeve të mëposhtme

<http://environment.uwe.ac.uk/geocal/foundations/founbear.htm>

<https://up.codes/s/allowable-load-bearing-values-of-soils-and-rock>

Ngarkesa e lejuar në këto shtresa zhavorri, të ngjeshura mirë, pranohet ≥ 600 kPa. Pranojmë = 600 kPa

F_v	3.00	[kN]	faktori i sigurisë i pranuar
$q_{e,sh}$	49.80	[kN/m ²]	Ngarkesa e lejuar - Shih - Ngarkesat e Lejuara në Taban
$q_{e,m}$	200.00	[kN/m ²]	Ngarkesa e lejuar - Ngarkesat e Lejuara në zhavorri të ngjeshur

Tabela e llogaritjeve - Llogaritje e forcimeve faktike - σ_z

	[m]	$m = B/h_z$	$n = L/h_z$	I_3	Sf. Faktik [kPa, q, p] σ_z	Sf. Lejuar [kPa, q, p] σ_z	KONTROLL:	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	0.20	20.50	30.18	0.2500	199.47	200.000	OK	Shtresa =	Zhavorri i ngjeshur mirë
h_z - shtresa I	0.40	10.25	15.09	0.2499	199.40	200.000	OK	Shtresa =	Zhavorri i ngjeshur mirë
h_z - shtresa I	0.60	6.83	10.06	0.2496	199.20	199.218	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	0.80	5.13	7.54	0.2491	198.82	199.218	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	1.00	4.10	6.04	0.2483	198.22	199.218	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	1.20	3.42	5.03	0.2471	197.37	199.218	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	1.40	2.93	4.31	0.2455	196.22	199.218	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	1.60	2.56	3.77	0.2436	194.79	199.218	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	1.80	2.28	3.35	0.2412	193.05	199.218	OK	Shtresa =	STRATA 1
h_z - shtresa I	2.00	2.05	3.02	0.2384	191.03	199.218	OK	Shtresa =	STRATA 1

PRA: Nga llogaritjet, mjaftojnë 2 shtresa granulare, të ngjeshura mirë, me $[\sigma] \geq 200$ kPa, për të evituar tejkalimin lokal të sforcimeve vertikale nën tabanin e themeleve.

4. DATA

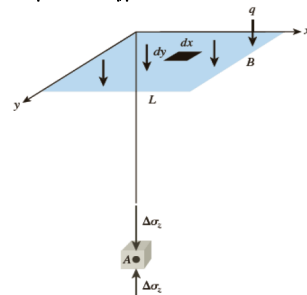
Hapi 1 Vendosja e koordinatave globale

D_p	1.50	[m]	thellësia e jastëkut të pilotave
L	12.07	[m]	përmasa më e madhe në plan e seksionit të jastëkut
B	8.20	[m]	përmasa më e vogël në plan e seksionit të jastëkut
e	0.50	[m]	gjatësia nga aksi i kolonës së skajit, të skajit i jastëkut të pilotave

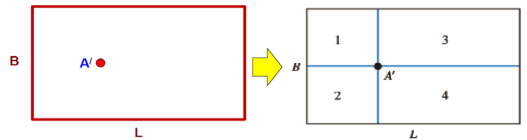
Hapi 3 Vendosja e parametrevë gjeoteknik

c	0.15	[kg/cm ²]	kohezioni sipas të dhënave në terren
ϕ	14.00	[grade]	Këndi i fërkimit i matur
ϕ_{pr}	4.00	[grade]	Këndi i fërkimit i zvogëluar - Nqs L/B > 1 atëherë $\phi = 1.5\phi - 17$

Sforcimet sipas Boussinesq, poshtë themelit



The increase in the stress at any point below a rectangularly loaded area



$$\Delta\sigma_z = q[I_{3(1)} + I_{3(2)} + I_{3(3)} + I_{3(4)}]$$

$$\Delta\sigma_z = \int d\sigma_z = \int_{y=0}^B \int_{x=0}^L \frac{3qz^2(dx dy)}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{3/2}} = qI_3$$

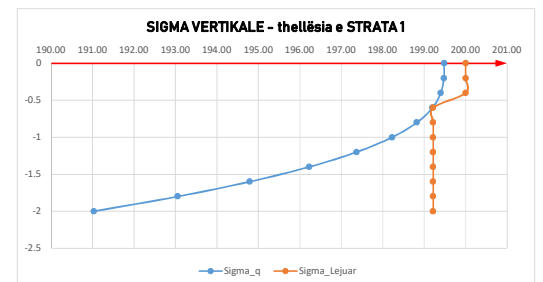
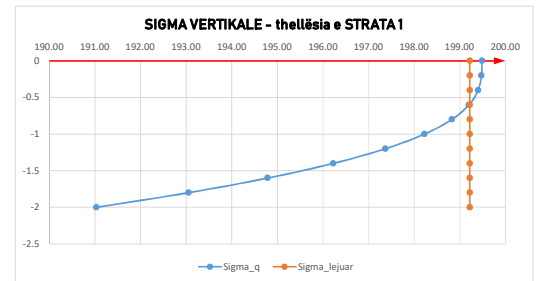
$$I_3 = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1} \left(\frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) \right. \text{Eq. 10.32}$$

$$\left. + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right) \right]$$

$$n = \frac{L}{z}$$

$$m = \frac{B}{z}$$

The arctangent term in Eq. (10.32) must be a positive angle in radians. When $m^2 + n^2 + 1 < m^2n^2 + 1$, it becomes a negative angle. So a term π should be added to that angle.



ANEKSI 4	Projekti: LOT3_UNAZA_NYJAA: Llogaritja dhe kontrolli - Sforcimet e lejuara nën Tabanin e themeleve			Referenca	
	Seksioni			Fleta numër/Rishikimi	
	Llogaritur nga: Ing. Rezeart Zgjanjollli	Datë: 10/02/23	Kontrolluar nga:	Datë: 10/02/23	Miratuar nga: Rezeart Zgjanjollli

$\gamma^* = 1.850$ [kg/m³] densiteti i tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë D,
 $c = 14.71$ [kN/m²] vlera e kohezionit për llogaritjen e kapacitetit mbajtës
 $\gamma^* = 18.15$ [kN/m³] pesha volumore e tokës mbi themelin e vendosur në thellësinë Df

5. LLOGARITJA E PRESIONIT TË LEJUAR NË TABAN

$q_{ult} = 149.4$ [kN/m²] sipas formulës së Meyerhof-it (1963)
 $q_{ultP} = 200.34$ [kN/m²] sipas formulës së Hansen's (1970)
 $q_{ult} = 149.41$ [kN/m²] vlera e pranuar e kapacitetit mbajtës
 $F = 3.00$ faktori i sigursisë i pranuar
 $q_{des(fak)}$ = 69.80 [kN/m²] kapaciteti mbajtës i lejuar

Meyerhof (1963)		Hansen (1970)	
Faktorët e formës	Faktorët e thellësisë	Faktorët e formës	Faktorët e thellësisë
$s_u = 1.16$	$d_s = 1.02$	$s_u = 1.157347027$	$d_s = 1.073170732$
$s_q = 1.00$	$d_q = 1.00$	$s_q = 1.047506202$	$d_q = 1.022138309$
$s_\gamma = 1.00$	$d_\gamma = 1.00$	$s_\gamma = 0.728251864$	$d_\gamma = 1$
$K_u = 1.15$		$k = 0.18$	
$q^* = 27.22$		$q^* = 27.22$	
$N_u = 1.43$		$N_u = 1.43$	
$N_q = 6.19$		$N_q = 6.19$	
$N_\gamma = 0.04$		$N_\gamma = 0.05$	

LOT 3-UNAZA, TIRANË
RELACIONI TEKNIK
ANEKSI 5

INGENIUM, PF

ANEKSI 5	Projekti: LOT3_UNAZA_NYJA4: Llogaritja dhe kontrolli - Sforcimet e brendshme - Elementët virtualë Bjellë-Tirant				Referenca	
	Seksioni				Fleta numër/Rishikimi	
	Llogaritur nga: Ing. Rezeart Zgjanjoli	Datë: 10/02/23	Kontrolluar nga:	Datë: 10/02/23	Miratuar nga: Rezeart Zgjanjoli	Datë:

SFORCIMET - MBI JASTËK	Vlera	Njësia
Sforcimet kryesore shtypëse: $\sigma_{cc,ED}$	15750	kN/m ²
Sforcimet kryesore tërheqëse: $\sigma_{tt,ED}$	1600	kN/m ²

MATERIALET - BETON/HEKUR	Vlera	Njësia
Klasa Beton?	C30/37	
Duktiliteti?	DCM	
E_c	33,000,000	kN/m ²
$f_{ck,cyl}$	30,000	kN/m ²
γ_c	1.50	
α_{cc}	0.85	
$f_{cd,cyl}$	17,000.00	kN/m ²
f_{ctm}	2896.47	kN/m ²
f_{ctm}	2.90	N/mm ²
ϵ_{c1}	0.0022	
ϵ_{cu1}	0.0035	
ϵ_{c2}	0.002	
ϵ_{cu2}	0.0035	
	2	
ϵ_{c3}	0.00175	
ϵ_{cu3}	0.0035	
Klasa Çelikut të armimit?	B500C	
f_y ose f_{yk}	500,000	kN/m ²
γ_s	1.15	
f_{yd}	434,782.61	kN/m ²
E_s	200,000,000	kN/m ²
ϵ_{sk}	0.075	
ϵ_{sd}	0.002173913	
$\epsilon_{sd} = 0.9 \cdot \epsilon_{sk}$	0.0675	
Klasa Çelikut të profileve Metalike?	S275	
f_y ose f_{yk}	275,000	kN/m ²
f_{yw} ose f_{yk}	275,000	kN/m ²
f_u ose f_{uk}	430,000	kN/m ²
E , GPa	210,000,000	kN/m ²
ν	0.3	
G , GPa	81,000	kN/m ²
ϵ_{vk}	0.0013	
ϵ_{uk}	0.0020	

SFORCIMET LLOGARITËSE	Vlera	Njësia
CCC Node - σ_c	14,960	kN/m ²
CCT Node - σ_B	12,716	kN/m ²
CTT Node - σ_A	11,220	kN/m ²
SFORCIMET LLOGARITËSE - LEJUAR MAX	Vlera	Njësia
CCC Node - σ_c	8,976	kN/m ²
CCT Node - σ_B	12,716	kN/m ²
CTT Node - σ_A	11,220	kN/m ²

GJEOMETRIA - ZGJIDHJA GJEOMETRIKE	Vlera	Njësia
a_c	1.15	m
c	0.05	m
d_{st}	0.02	m
t_{pII}	0.02	m
a_{pII}	1.5	m
b_{pII}	1.8	m
a_H	0.08	m
h_c	2.5	m
$b_c = b_w$	6.8	m
d	2.44	m
a'	1.166	m
a'/d	0.48	
$F_{Ed} / (f_{cd} d b_w)$	0.11	përdor σ_c
θ	61.3	°
z ose z_0	2.13	m
w_{strut}	0.29	m

KLASIFIKIMI VUTËS/CORBEL	Vlera	Njësia
$0.4h_c < a_c < h_c$		
$a_c > h_c$		
Nëse $a_c \leq 0.5h_c$ ose $a_c > 0.5h_c$		
$68 \geq \theta$ = Theta ≥ 45	61.3	°

KONTROLLE DHE ARMIME	Vlera	Njësia
-----------------------------	--------------	---------------

Përshkrimi

Sipas figurës 6.16 - Relacioni Teknik, sforcimi minimal sipas izoipseve të sforcimeve
 Sipas figurës 6.16 - Relacioni Teknik, sforcimi maksimal sipas izoipseve të sforcimeve
Sforcimi shtypës: Pranoj mestaren = (17500 + 14000)/2 - SAP2000

Zgjedhim nga lista Klasën e Betonit -SSH EN1992

Moduli i Young, në kPa
 Rezistenca e betonit - cilindrike karakteristike, në kPa
 Faktori pjesor i materialit
 Koeficienti i kushteve të punës - shtypja
 Rezistenca e betonit - cilindrike llogaritëse [e projektimit sipas EC]
 Rezistenca mesatare në tërheqje e betonit
 Rezistenca mesatare në tërheqje e betonit
 Deformimi rrjedhshmërisë relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi max relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi rrjedhshmërisë relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi max relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi rrjedhshmërisë relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi max relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi rrjedhshmërisë relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi max relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2

Zgjedhim nga lista Klasën e Hekurit -SSH EN1992

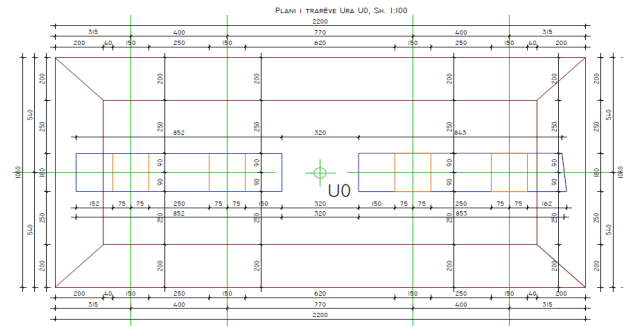
Rezistenca e karakteristike e çelikut
 Faktori pjesor i materialit
 Rezistenca llogaritëse [e Projektimit sipas EC] e çelikut
 Moduli i Young, Çeliku armimit, në kPa
 Deformimi relativ kufitar karakteristik
 Deformimi rrjedhshmërisë i hekurit
 Deformimi relativ kufitarllogaritës = 0.9 x def. kuf. karakt
Zgjedhim nga lista Klasën e Hekurit -SSH EN1992
 Rezistenca e karakteristike e çelikut - rrjedhshmërisë
 Rezistenca e karakteristike e çelikut - rrjedhshmërisë prejre
 Rezistenca e karakteristike e çelikut - Kufitare
 Moduli i Young
 Koeff Poisson
 Moduli i Young, prerje
 Moduli i Young
 Moduli i Young

Sforcimi në Nyjen C - shtypet nga të 3 "bjellat" e betonit
 Sforcimi në Nyjen B - shtypet nga 2 "bjellat" e betonit, tërhiqet nga tiranti AB
 Sforcimi në Nyjen A - shtypet nga të 1 "bjelli" betoni, tërhiqet nga tiranti AB, AC

Sforcimi në Nyjen C - shtypet nga të 3 "bjellat" e betonit
 Sforcimi në Nyjen B - shtypet nga 2 "bjellat" e betonit, tërhiqet nga tiranti AB
 Sforcimi në Nyjen A - shtypet nga të 1 "bjelli" betoni, tërhiqet nga tiranti AB, AC

Distanca nga aksi mbështetjes **Kolonës 180x150 [mbi U₀]** deri tek brinja ku fillon vuta
 Shtresa mbrotjëse pastër
 Diametri fillestar i pranuar për stafën
 Trashësia fillestare e pranuar për pllakën çelikut ku mbështetet Kolona 180x150 mbi U₀ - pranoj sa për llogari
 Dimensioi fillestar pranuar për pllakën çelikut - pingul me faqen e kolonës
 Dimensioi fillestar pranuar për pllakën çelikut - paralel me faqen e kolonës
 Distanca nga faqja sipërme pllakës çelikut ku mbështetet kapriata deri tek aksi i stafës së parë
 Lartësia pranuar e vutës - jastëkut të U₀ - përfshirë edhe pjerrësinë dhe pllakën
 Gjerësia e vutës - jastëkut - që pranojmë të jetë = sa gjerësia influencës = 1.8+2.5+2.5
 Distanca nga aksi i stafës së parë deri tek pikprerja e strut me faqen e kolonës
 Distanca nga faqja kolonës deri tek pika B - CCT Node
 Raporti a' / d - duhet për interpolimin për theta - shih SheetTHETA
 Raporti F_{Ed} / (f_{cd} d b_w) - për interpolimin për theta - shih SheetTHETA
 Theta pas interpolimi - për interpolimin shih SheetTHETA
 Krahu i forcës i "shufrës" shtypëse BC të betonit
 Gjerësia e shufrës shtypëse të betonit BC

OK - Mund të llogaritet VUTA si SIMPLE STRUT AND TIE
OK - Mund të llogaritet VUTA si SIMPLE STRUT AND TIE
OK - Duhet të përdoren stafa të mbyllura Horizontale. Vertikalet fakultative
OK - Këndi Theta



The design stress, f_{cd} of the concrete strut must not exceed $(\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c) \nu_1$ where:

$$\nu_1 = 0.6(1 - f_{ck}/250)$$

$$\alpha_{cc} = 0.35$$

$$\gamma_c = 1.5, \text{ the partial factor of safety for concrete in compression.}$$

Therefore f_{cd} must not exceed $0.34f_{ck}(1 - f_{ck}/250)$

CCC nodes:

$$\sigma_{2Rd,max} = 1.0 \times (1 - f_{ck}/250) f_{cd} = 1.0 \times (1 - 30/250) \times 17 = 14.96 \text{ N/mm}^2$$

CCT nodes:

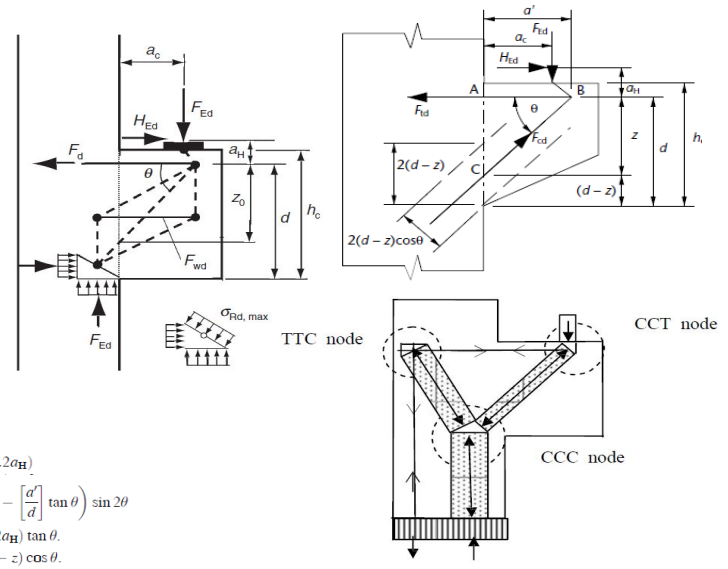
$$\sigma_{2Rd,max} = 0.85 \times (1 - f_{ck}/250) f_{cd} = 0.85 \times (1 - 30/250) \times 17 = 12.716 \text{ N/mm}^2$$

CTT nodes:

$$\sigma_{3Rd,max} = 0.75 \times (1 - f_{ck}/250) f_{cd} = 0.75 \times (1 - 30/250) \times 17 = 11.22 \text{ N/mm}^2$$

Actions

$$F_{Ed} = 600 \text{ kN}$$



$$a' = (a_c + 0.2a_H)$$

$$\frac{F_{Ed}}{f_{cd} d b_w} = \left(1 - \left[\frac{a'}{d}\right] \tan \theta\right) \sin 2\theta$$

$$z = (a_c + 0.2a_H) \tan \theta$$

$$w_{strut} = 2(d - z) \cos \theta$$

BILL MOSELY - Design of RC - 7ed

Closed horizontal links each of area $A_{s,link} \geq 0.5A_{s,main}$ should be provided to confine the concrete in the compression strut and $\sum A_{s,link} \geq A_{s,main}$ when $a_c < 0.5h_c$. If $a_c > 0.5h_c$, then closed vertical links will alternatively be required. The angle of inclination, θ of the compression strut must be within the limits $63^\circ \geq \theta \geq 45^\circ$, or $2.5 \geq \tan \theta \geq 1.0$

ANEKSI 5	Projekti: LOT3_UNAZA_NYJA4: Llogaritja dhe kontrolli - Sforcimet e brendshme - Elementët virtualë Bjellë-Tirant				Referenca
	Seksioni				Fleta numër/Rishikimi
	Llogaritur nga: Ing. Rezeart Zgjanjoli	Datë: 10/02/23	Kontrolluar nga:	Datë: 10/02/23	Miratuar nga: Rezeart Zgjanjoli

F_{cd}	780.40	kN	
σ_c - faktik direkt poshtë pllakës së nyjes së kap.	15,750	kN/m ²	
σ_c - lejuar direkt poshtë pllakës së nyjes së kap.	12,716	kN/m ²	σ_B
KONTROLL: Sigma Faktike < Sigma lejuar			
F_{td}	11,761	kN	
ARMIMI - KRYESOR			
$A_{s, main, required}$	310.9	cm ²	
Jep Konstruim $A_{s, main}$	38 32	cm ²	$A_{s, main}$
$A_{s, main, provided}$	306.4	cm ²	
KONTROLL: $A_{s, provided} \geq A_{s, required}$			17.968
Hapësira pastër maksimale e lejuar	0.04	m	
Hapësira faktike midis shufrave	0.15	m	
KONTROLL: Hap. faktike <= Hap.lejuar			
ARMIMI - STAFAT E MBYLLURA HORIZONTALE			
$A_{s, link, required}$	155.5	cm ²	
Jep Konstruim $A_{s, link}$	34 24	cm ²	
$A_{s, link, provided}$	154.2	cm ²	
KONTROLL: $A_{s, link, Provided} \geq A_{s, link, required}$			
Hapësira pastër maksimale e lejuar	0.04	m	
Hapësira faktike midis shufrave	0.05	m	
KONTROLL: Hap. faktike <= Hap.lejuar			
ARMIMI - STAFAT E MBYLLURA VERTIKALE			
$A_{s, link, required}$	181.1	cm ²	
Jep Konstruim $A_{s, link}$	40 24	cm ²	ζ do cm
$A_{s, link, provided}$	181.4	cm ²	
KONTROLL: $A_{s, link, Provided} \geq A_{s, link, required}$			
Hapësira pastër maksimale e lejuar	0.04	m	
Hapësira faktike midis shufrave	0.15	m	
KONTROLL: Hap. faktike <= Hap.lejuar			

Forca lejuar në bjellën shtypëse të betonit BC - përdet σ_c
 Sforcimi faktik direkt - Kontaktit Pllaka çelikut nyjes - Faqja sipër e vutës
 Sforcimi lejuar direkt - Kontaktit Pllaka çelikut nyjes - Faqja sipër e vutës
NOT OK - Sigma faktike nën pllakë > Sigma lejuar shtypëse në Beton. NDRYSHO DIMENSIONET E PLLAKËS ose UL FORCËN FED
 Forca në shufrën e tërhequr të betonit AB - pra tirant - e mban armimi kryesor As
 Përfshirë edhe efektin e forcës horizontale HEd = 0.2 x FEd
 Armimi kryesor
Armimi Lart jepet si - Nr i shufrave - Diametri më i madh [mm]
 Armatura kryesore - As, main
NOT OK - Armimi faktik < se i kërkuari - Rrit Diametrin ose Nr e shufrave
 Sipas ACI
 Sipas Konstruimit
OK - Hapësira pastër midis shufrave As Main

$$F_{cd} = f_{cd} \times W_{strut} \times d_w$$

$$F_{td} = F_{cd} \cos \theta = F_{Ed} \cos \theta / \sin \theta$$

$$= f_{cd} \times 2(d-z) \times d_w \cos \theta = F_{Ed} \cot \theta = F_{Ed} (\cot \theta + 0.2)$$

Do përdor **fyd dhe jo fyk**

$$A_{s, main} = \frac{F'_{td}}{0.87 \times f_{yk}}$$

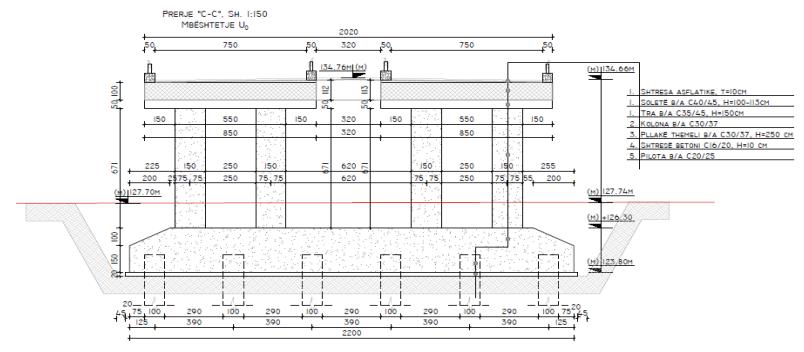
$$A_{s, link} > 0.5 A_{s, main}$$

$$A_{s, main} = \frac{F'_{td}}{0.87 \times f_{yk}}$$

$$A_{s, link} > 0.5 A_{s, main}$$

$$A_{s, link} \geq 0.5 F_{Ed} / f_{yd}$$

NOT OK - Armimi faktik i stafave Horizontale < se i kërkuari - Rrit Diametrin ose Nr
 Sipas ACI
 Sipas Konstruimit
OK - Hapësira pastër midis stafave As Link
OK - Armimi stafave Vertikale > = se i kërkuari
 Sipas ACI
 Sipas Konstruimit
OK - Hapësira pastër midis stafave As Link



ANEKSI 5	Projekti: LOT3_UNAZA_NYA4: Llogaritja dhe kontrolli - Sforcimet e brendshme - Elementët virtualë Bjellë-Tirant				Referenca
	Seksioni				Fleta numër/Rishikimi
	Llogaritur nga: Ing. Rezeart Zgjanjoli	Datë: 10/02/23	Kontrolluar nga:	Datë: 10/02/23	Miratuar nga: Rezeart Zgjanjoli

SFORCIMET - MBI JASTËK	Vlera	Njësia
Sforcimet kryesore shtypëse: $\sigma_{cc,ED}$	15750	kN/m ²
Sforcimet kryesore tërheqëse: $\sigma_{tt,ED}$	1600	kN/m ²

MATERIALET - BETON/HEKUR	Vlera	Njësia
Klasa Beton?	C40/50	
Duktiliteti?	DCM	
E_c	35,000,000	kN/m ²
$f_{ck,cyl}$	40,000	kN/m ²
γ_c	1.50	
α_{cc}	0.85	
$f_{cd,cyl}$	22,666.67	kN/m ²
f_{ctm}	3508.82	kN/m ²
f_{ctm}	3.51	N/mm ²
ϵ_{c1}	0.0023	
ϵ_{cu1}	0.0035	
ϵ_{c2}	0.002	
ϵ_{cu2}	0.0035	
ϵ_{c3}	2	
ϵ_{cu3}	0.00175	
ϵ_{cu3}	0.0035	
Klasa Çelikut të armimit?	B500C	
f_y ose f_{yk}	500,000	kN/m ²
γ_s	1.15	
f_{yd}	434,782.61	kN/m ²
E_s	200,000,000	kN/m ²
E_{uk}	0.075	
E_{yd}	0.002173913	
$E_{ud} = 0.9 \cdot E_{uk}$	0.0675	
Klasa Çelikut të profileve Metalike?	S275	
f_y ose f_{yk}	275,000	kN/m ²
f_{yw} ose f_{yk}	275,000	kN/m ²
f_{yk} ose f_{yk}	430,000	kN/m ²
E_s	210,000,000	kN/m ²
ν	0.3	
G_s GPa	81,000	kN/m ²
E_{vk}	0.0013	
E_{uk}	0.0020	

SFORCIMET LLOGARITËSE	Vlera	Njësia
CCC Node - σ_c	19,040	kN/m ²
CCT Node - σ_B	16,184	kN/m ²
CTT Node - σ_A	14,280	kN/m ²
SFORCIMET LLOGARITËSE - LEJUAR MAX	Vlera	Njësia
CCC Node - σ_c	11,424	kN/m ²
CCT Node - σ_B	16,184	kN/m ²
CTT Node - σ_A	14,280	kN/m ²

GJEOMETRIA - ZGJIDHJA GJEOMETRIKE	Vlera	Njësia
a_c	1.15	m
c	0.05	m
d_{st}	0.02	m
t_{pII}	0.02	m
a_{pII}	1.5	m
b_{pII}	1.8	m
a_H	0.08	m
h_c	2.5	m
$b_c = b_w$	6.8	m
d	2.44	m
a'	1.166	m
a'/d	0.48	
$F_{Ed} / (f_{cd} d b_w)$	0.08	përdor σ_c
θ	61.3	°
z ose z_0	2.13	m
w_{strut}	0.29	m

KLASIFIKIMI VUTËS/CORBEL	Vlera	Njësia
$0.4h_c < a_c < h_c$		
$a_c > h_c$		
Nëse $a_c \leq 0.5h_c$ ose $a_c > 0.5h_c$		
$68 \geq \theta$ = Theta ≥ 45	61.3	°

KONTROLLE DHE ARMIME	Vlera	Njësia
-----------------------------	--------------	---------------

Përshkrimi

Sipas figurës 6.16 - Relacioni Teknik, sforcimi minimal sipas izoipseve të sforcimeve
 Sipas figurës 6.16 - Relacioni Teknik, sforcimi maksimal sipas izoipseve të sforcimeve
Sforcimi shtypës: Pranoj mestaren = (17500 + 14000)/2 - SAP2000

Zgjedhim nga lista Klasën e Betonit -SSH EN1992

Moduli i Young, në kPa
 Rezistenca e betonit - cilindrike karakteristike, në kPa
 Faktori pjesor i materialit
 Koeficienti i kushteve të punës - shtypja
 Rezistenca e betonit - cilindrike llogaritëse [e projektimit sipas EC]
 Rezistenca mesatare në tërheqje e betonit
 Rezistenca mesatare në tërheqje e betonit
 Deformimi rrjedhshmërisë relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi max relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi rrjedhshmërisë relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi max relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi rrjedhshmërisë relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi max relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi rrjedhshmërisë relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2
 Deformimi max relativ i betonit - i pashtërnguar - nga EC2

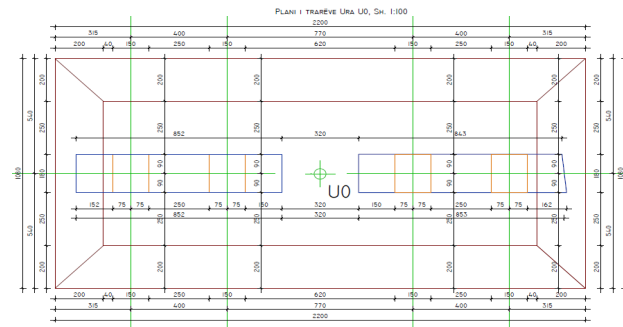
Zgjedhim nga lista Klasën e Hekurit -SSH EN1992
 Rezistenca e karakteristike e çelikut
 Faktori pjesor i materialit
 Rezistenca llogaritëse [e Projektimit sipas EC] e çelikut
 Moduli i Young, Çeliku armimit, në kPa
 Deformimi relativ kufitar karakteristik
 Deformimi rrjedhshmërisë i hekurit
 Deformimi relativ kufitarllogaritës = 0.9 x def. kuf. karakt
 Zgjedhim nga lista Klasën e Hekurit -SSH EN1992
 Rezistenca e karakteristike e çelikut - rrjedhshmërisë
 Rezistenca e karakteristike e çelikut - rrjedhshmërisë prejre
 Rezistenca e karakteristike e çelikut - Kufitare
 Moduli i Young
 Koefi Poission
 Moduli i Young, prerje
 Moduli i Young
 Moduli i Young

Sforcimi në Nyjen C - shtypet nga të 3 "bjellat" e betonit
 Sforcimi në Nyjen B - shtypet nga 2 "bjellat" e betonit, tërhiqet nga tiranti AB
 Sforcimi në Nyjen A - shtypet nga të 1 "bjelli" betoni, tërhiqet nga tiranti AB, AC

Sforcimi në Nyjen C - shtypet nga të 3 "bjellat" e betonit
 Sforcimi në Nyjen B - shtypet nga 2 "bjellat" e betonit, tërhiqet nga tiranti AB
 Sforcimi në Nyjen A - shtypet nga të 1 "bjelli" betoni, tërhiqet nga tiranti AB, AC

Distanca nga aksi mbështetjes **Kolonës 180x150 [mbi U₀]** deri tek brinja ku fillon vuta
 Shtresa mbrotjëse pastër
 Diametri fillestar i pranuar për stafën
 Trashësia fillestare e pranuar për pllakën çelikut ku mbështetet Kolona 180x150 mbi U₀ - pranoj sa për llogari
 Dimensioi fillestar pranuar për pllakën çelikut - pingul me faqen e kolonës
 Dimensioi fillestar pranuar për pllakën çelikut - paralel me faqen e kolonës
 Distanca nga faqja sipërme pllakës çelikut ku mbështetet kapriata deri tek aksi i stafës së parë
 Lartësia pranuar e vutës - jastëkut të U₀ - përfshirë edhe pjerrësinë dhe pllakën
 Gjerësia e vutës - jastëkut - që pranojmë të jetë = sa gjerësia influencës = 1.8+2.5+2.5
 Distanca nga aksi i stafës së parë deri tek pikprerja e strut me faqen e kolonës
 Distanca nga faqja kolonës deri tek pika B - CCT Node
 Raporti a' / d - duhet për interpolimin për theta - shih SheetTHETA
 Raporti F_{Ed} / (f_{cd} d b_w) - për interpolimin për theta - shih SheetTHETA
 Theta pas interpolimi - për interpolimin shih SheetTHETA
 Krahu i forcës i "shufrës" shtypëse BC të betonit
 Gjerësia e shufrës shtypëse të betonit BC

OK - Mund të llogaritet VUTA si SIMPLE STRUT AND TIE
OK - Mund të llogaritet VUTA si SIMPLE STRUT AND TIE
OK - Duhet të përdoren stafa të mbyllura Horizontale. Vertikalet fakultative
OK - Këndi Theta



The design stress, f_{cd} of the concrete strut must not exceed $(\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c) \nu_1$ where:

$$\nu_1 = 0.6(1 - f_{ck}/250)$$

$$\alpha_{cc} = 0.35$$

$$\gamma_c = 1.5, \text{ the partial factor of safety for concrete in compression.}$$

Therefore f_{cd} must not exceed $0.34 f_{ck} (1 - f_{ck}/250)$

CCC nodes:

$$\sigma_{2Rd,max} = 1.0 \times (1 - f_{ck}/250) f_{cd} = 1.0 \times (1 - 30/250) \times 17 = 14.96 \text{ N/mm}^2$$

CCT nodes:

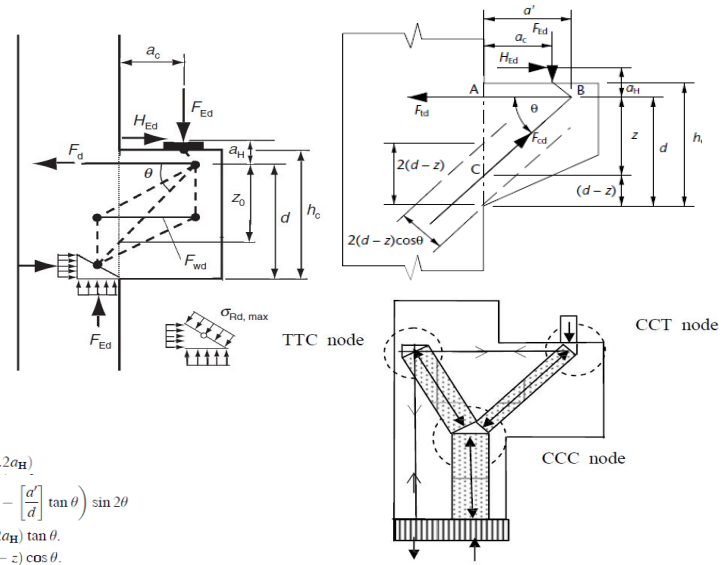
$$\sigma_{2Rd,max} = 0.85 \times (1 - f_{ck}/250) f_{cd} = 0.85 \times (1 - 30/250) \times 17 = 12.716 \text{ N/mm}^2$$

CTT nodes:

$$\sigma_{3Rd,max} = 0.75 \times (1 - f_{ck}/250) f_{cd} = 0.75 \times (1 - 30/250) \times 17 = 11.22 \text{ N/mm}^2$$

Actions

$$F_{Ed} = 600 \text{ kN}$$



$$a' = (a_c + 0.2a_H)$$

$$\frac{F_{Ed}}{f_{cd} d b_w} = \left(1 - \left[\frac{a'}{d}\right] \tan \theta\right) \sin 2\theta$$

$$z = (a_c + 0.2a_H) \tan \theta$$

$$w_{strut} = 2(d - z) \cos \theta$$

BILL MOSELY - Design of RC - 7ed

Strut-tie model for a corbel with different types of nodes.

Closed horizontal links each of area $A_{s,link} \geq 0.5A_{s,main}$ should be provided to confine the concrete in the compression strut and $\sum A_{s,link} \geq A_{s,main}$ when $a_c < 0.5h_c$. If $a_c > 0.5h_c$, then closed vertical links will alternatively be required. The angle of inclination, θ of the compression strut must be within the limits $63^\circ \geq \theta \geq 45^\circ$, or $2.5 \geq \tan \theta \geq 1.0$

ANEKSI 5	Projekti: LOT3_UNAZA_NYJA4: Llogaritja dhe kontrolli - Sforcimet e brendshme - Elementët virtualë Bjellë-Tirant				Referenca
	Seksioni				Flota numër/Rishikimi
	Llogaritur nga: Ing. Rezeart Zgjanjoli	Datë: 10/02/23	Kontrolluar nga:	Datë: 10/02/23	Miratuar nga: Rezeart Zgjanjoli

F_{cd}	993.23	kN	
σ_c - faktik direkt poshtë pllakës së nyjes së kap.	15,750	kN/m ²	
σ_c - lejuar direkt poshtë pllakës së nyjes së kap.	16,184	kN/m ²	σ_B
KONTROLL: Sigma Faktike < Sigma lejuar			
F'_{td}	11,761	kN	
ARMIMI - KRYESOR			
$A_{s, \text{main, required}}$	310.9	cm ²	
Jep Konstruim $A_{s, \text{main}}$	39 32		$A_{s, \text{main}}$ - Armimi Lart jepet si - Nr i shufrave - Diametri më i madh [mm]
$A_{s, \text{main, provided}}$	314.5	cm ²	Armatura kryesore - As, main
KONTROLLI: $A_{s, \text{Provided}} \geq A_{s, \text{required}}$	17.495	çdo cm	OK - Armimi >= se i kërkuari
Hapësira pastër maksimale e lejuar	0.04	m	Sipas ACI
Hapësira faktike midis shufrave	0.14	m	Sipas Konstruimit
KONTROLLI: Hap. faktike <= Hap.lejuar			OK - Hapësira pastër midis shufrave As Main

$A_{s, \text{link, required}}$	155.5	cm ²	
Jep Konstruim $A_{s, \text{link}}$	35 24		
$A_{s, \text{link, provided}}$	158.8	cm ²	
KONTROLLI: $A_{s, \text{link, Provided}} \geq A_{s, \text{link, required}}$			OK - Armimi stafave Horizontale >= se i kërkuari
Hapësira pastër maksimale e lejuar	0.04	m	Sipas ACI
Hapësira faktike midis shufrave	0.04	m	Sipas Konstruimit
KONTROLLI: Hap. faktike <= Hap.lejuar			OK - Hapësira pastër midis stafave As Link
ARMIMI - STAFAT E MBYLLURA HORIZONTALE			
$A_{s, \text{link, required}}$	181.1	cm ²	
Jep Konstruim $A_{s, \text{link}}$	40 24		çdo cm 17.01538462
$A_{s, \text{link, provided}}$	181.4	cm ²	
KONTROLLI: $A_{s, \text{link, Provided}} \geq A_{s, \text{link, required}}$			OK - Armimi stafave Vertikale >= se i kërkuari
Hapësira pastër maksimale e lejuar	0.04	m	Sipas ACI
Hapësira faktike midis shufrave	0.15	m	Sipas Konstruimit
KONTROLLI: Hap. faktike <= Hap.lejuar			OK - Hapësira pastër midis stafave As Link

$$F_{cd} = f_{cd} \times W_{stribut} \times b_w$$

$$F'_{td} = F_{cd} \cos \theta = F_{Ed} \cos \theta / \sin \theta$$

$$F_{Ed} = f_{cd} \times 2(d-z) \times b_w \cos \theta = F_{Ed} \cot \theta = F_{Ed} (\cot \theta + 0.2)$$

Do përdor **fyd** dhe **jo fyk**

$$A_{s, \text{main}} = \frac{F'_{td}}{0.87 \times f_{yk}}$$

$$A_{s, \text{link}} > 0.5 A_{s, \text{main}}$$

$$A_{s, \text{main}} = \frac{F'_{td}}{0.87 \times f_{yk}}$$

$$A_{s, \text{link}} > 0.5 A_{s, \text{main}}$$

$$A_{s, \text{link}} \geq 0.5 F_{Ed} / f_{yd}$$

