



UNIVERSITETI I PRISHTINËS

“HASAN PRISHTINA”

UNIVERSITY OF PRISTINA

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY

Rr. Agim Ramadani, Ndërtesa e “Fakulteteve Teknike”, 10000 Prishtinë, Kosovë

Tel: +383 38 554 899

URL: <https://fin.uni-pr.edu>

e-mail: fin@uni-pr.edu

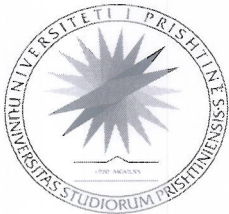
Ref. nr. 2516/2

Prishtinë 05/10/2023

Formulari F3

**RAPORT VLERËSIMI TË DORËSHKRIMIT TË PUNIMIT TE DIPLOMËS
MASTER**

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT			
Vendimi i Këshillit të FIN-it	Nr. 3414/1	Date	11.12.2020
Komisioni vlerësues sipas vendimit të këshillit	1. <i>Prof.asoc.Dr. Misin Misini</i>		Kryetar
	2. <i>Prof.ass. Dr.Kadri Morina</i>		Mentor
	3. <i>Prof.asoc. Dr. Cenë Krasniqi</i>		Anëtar
Emri i projekt propozimit i miratuar sipas vendimit të këshillit të FIN.	“Projektimi i Objektivit Banesor [B+P+6K] prej BA me Sistemin e parapergaditur (24 x 17)m		
Vlerësimi i dorëshkrimit: Bazuar në detyren e parashtruar në Raportin e Projektpropozimit dhe punen e realizuar nga kandidati, të pregaditur dhe të prezentuar paraqesim këtë R A P O R T Punimi i diplomës –Master të pregaditur nga Ylber Krasniqi, bsc. ndertim. me titull: “Projektimi i Objektivit Banesor [B+P+6K] prej BA me Sistemin e parapergaditur (24 x 17)m përmban gjithsejt 158 faqe të shkruara, 60 figura , dhe detalet e armimit te perdorura në punim. Punimi është ndarë në kapituj dhe pjeset percjellese si ne vijim: 1. Kapitulli i parë –Hyrja –perfshin historikun e sistemeve te parapregaditura prej betoni te armuar. 2. Kapitulli i dytë- Materialet qe perdoren per ndertimin e elementeve te parapergaditura- ketu prezentohen materialet qe perdoren te sistemi i parapregaditur prej BA.			



Ref. nr. _____

Prishtinë ____ / ____ / ____

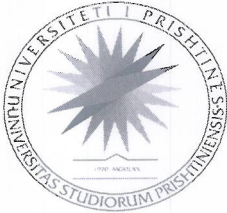
3. Kapitulli i tretë - Tipet e strukturave te parapergatitura- prezentohen elementet e parapregaditur prej BA.
4. Kapitulli i katertë – Lidhjet – jane prezentue lidhjet qe perdoren te sistemi i parapregaditur prej BA.
5. Detyra Projektuse – pershkruhet detyra projektuese per objektin ne fjale.
6. Materialet- prezentohet materialet qe perdoren per projektin e objektit ne detyrë.
7. Analiza e Ngarkesave- prezentohen analiza e ngarkesave ne konstruksion, si jane ngarkesat e perhersheme, shfrytezuese, bora era dhe sizmika.
8. Analiza e Struktures- prezentohet analiza e struktures se detyres projektuse.
9. Konkluzionet- jipen konkluzat per sistemin e parapregaditur
10. Rekomandimet- ne fund jipen rekomandimet per kete sistem te parapregaditur
11. Shtojcë Planet e Kallepimit dhe armimit.

Punimi i diplomës –Master të kandidatit Ylber Krasniqi bsc.ndërtim. me titull:

**“Projektimi i Objektit Banesor [B+P+6K] prej BA me Sistemin e parapergaditur
(24 x 17)m**

nga Komisioni vlerësohet se kandidati ka pasur për shtjellim një detyrë që lidhet me Konstruksionet te parapregaditura prej betoni te armuar.

Kandidati ka bërë analizat e modelit te konstruksionit, llogaritjet, dimensionimin e elementeve, detalet e armimit dhe në fund jep përfundimet.



UNIVERSITETI I PRISHTINËS

“HASAN PRISHTINA”

UNIVERSITY OF PRISTINA

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY

Rr. Agim Ramadani, Ndërtesa e “Fakulteteve Teknike”, 10000 Prishtinë, Kosovë

Tel: +383 38 554 899

URL: <https://fin.uni-pr.edu>

e-mail: fin@uni-pr.edu

Ref. nr. _____

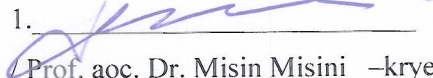
Prishtinë ____ / ____ / ____

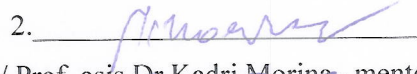
Komisioni konsideron se kandidati Ylber Krasniqi, bsc. ndërtim. në këtë punim prezenton njohuri të theksuara në shtjellimin e problematikës të objektet të parapregaditura prej betoni të armuar.


Punimi i dorëzuar për vlerësim i plotëson të gjitha kushtet të cilat kërkohen në Ligjin për Arsimin e Lartë, rregulloren për Studime Master të FN, prandaj me kënaqësi i propozojm Departamentit të Konstruksioneve, Këshillit të fakultetit të Ndërtimtarisë të miratoi këtë Raport dhe të vazhdoi procedurën për mbrojtjen publike publike të tij.

Data e hartimit/nënshkrimit të raportit *05.10.2023*

Komisioni Vlerësues:

1. 
/ Prof. aoc. Dr. Misin Misini – kryetar/

2. 
/ Prof. asis Dr. Kadri Morina – mentor/

3. 
/ Prof. asoc. Cenë Krasniqi – anëtar/

P.S. Sipas rregullore nr. 1/334 të datës 31 maj 2023, për studime Master, neni 11, alineja 5. Raporti i Vleresimit duhet të hartohet në afat prej 15 ditëve, i nënshkruar nga tre anëtarët e komisionit vlerësues, dorëzohet dhe protokollohet tek arkiva e FIN.

ABSTRAKTI

Betoni i armuar si material ndërtimor është përdorur qysh në kohërat e lashta dhe sot ka një përhapje të madhe në praktikën e ndërtimit. Në fushën e ndërtimit takojmë shumë forma të ndryshme të objekteve të ndërtuara nga betoni i armuar, por karakteristikë e këtyre objekteve është mënyra e ndërtimit dhe përgatitja e betonit si material kryesor. Në fushën e ndërtimit të objektet prej betoni të armuar dallojmë objektet monolite dhe objektet montazhë.

E veçanta e objekteve nga betoni i parapërgatitur (objektet montazhë) është se elementet strukturore, duke filluar nga themelet, shtyllat, muret dhe pllakat, së pari përgatiten në një vend tjetër të specializuar para se të transportohen për montim në vendin e ndërtimit. Betoni i parapërgatitur është i njohur për përparësitë e tij në ndërtim dhe përdoret kryesisht në objekte të ndryshme, duke filluar nga ndërtimi i lartë (ndërtesat e larta), e deri te ndërtimi i urave.

Përdorimi i elementeve nga betoni i parapërgatitur ndikon drejt për drejt në kohën e ndërtimit, e që është një faktor shumë i rëndësishëm sot në ndërtim. Gjatë këtij punimi do të arrijmë të kuptojmë më shumë rreth përdorimit të betonit të parapërgatitur, përparësitë dhe mangesitë.

Ky punim, në fokus të veçantë ka dimensionimin e një objekti banimi me sistem montazhë, mure dhe pllaka. Gjatë dimensionimit dhe analizës së objektit janë përdorur programet Tower 7 dhe Tekla.

VLBER
KMASNIQI

ABSTRACT

Reinforced concrete as a construction material has been used since ancient times and today there is a great spread in the practice of construction. In the field of construction, we meet many different forms of objects built by reinforced concrete, but the characteristic of these objects is the way of construction and the preparation of concrete as the main material.

In the field of construction of reinforced concrete objects, we distinguish between monolithic objects and prefabricated objects. The special feature of objects by the pre-prepared concrete (Prefabricated Objects) is that the structural elements, starting from foundations, pillars, walls and slabs, are first prepared in another specialized place before being transported for assembly at the construction site. Pre-prepared concrete is known for its advantages in construction and is mainly used in various objects, starting from high-rise construction (high-rise buildings) to the construction of bridges.

The use of pre-prepared concrete elements directly affects the construction time, which is a very important factor in construction today. During this work we will be able to understand more about the use of pre-prepared concrete, its advantages and disadvantages.

This work has a special focus on the dimensioning of a residential building with a prefabricated system, walls and tiles, during the dimensioning and analysis of the object, the Tower 7 and Tekla programs were used.

UNIVERSITETI I PRISHTINËS 'HASAN PRISHTINA'

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMTARISË

DEPARTAMENTI KONSTRUKTIV



PUNIMI I DIPLOMËS MASTER

Projektimi i objektit Banesor [B+P+6k] prej BA me sistem montazhë

(24 x 17) m

Mentor:

Prof.ass.Dr Kadri Morina

Kandidat:

B.Sc. Ylber Krasniqi

Prishtinë,

Shtator, 2023

UNIVERSITY OF PRISHTINA “HASAN PRISHTINA”

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING



DIPLOMA THESIS – MASTER

**Design of the Residential Building [B+D+6F] of reinforced concrete
with pre-prepared system [24 x 17] m**

Mentor:

Prof.ass.Dr Kadri Morina

Kandidat:

B.Sc. Ylber Krasniqi

Prishtinë,

Shtator, 2023

UNIVERSITETI I PRISHTINËS 'HASAN PRISHTINA'

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMTARISË

DEPARTAMENTI KONSTRUKTIV



PUNIMI I DIPLOMËS MASTER

Projektimi i objektit Banesor [B+P+6k] prej BA me sistem montazhë

(24 x 17) m

Aprovuar nga Komisioni:

Prof.Asoc.Dr Misin Misini _____

Prof.ass.Dr Kadri Morina – Mentor _____

Prof.ass. Cenë Krasniqi _____

Kandidat:

B.Sc. Ylber Krasniqi

Prishtinë,

Shtator, 2023

FALËNDERIME

Fillimisht, dua të shpreh mirënjohjen time për mentorin tim, Prof.Ass.Dr. Kadri Morina, për udhëzimet, këshillat, mbështetjen dhe durimin e treguar gjatë punimit të kësaj teme. Jam shumë falënderues që pata mundësin t'a realizoj këtë punim nën mbikëqyrjen e një profesionisti.

Gjithashtu, dua ta falënderoj familjen time dhe shoqërinë për kujdesin dhe përkrahjen e tyre gjatë realizimi të këtij punimit.

ABSTRAKTI

Betoni i armuar si material ndërtimor është përdorur qysh në kohërat e lashta dhe sot ka një përhapje të madhe në praktikën e ndërtimit. Në fushën e ndërtimit takojmë shumë forma të ndryshme të objekteve të ndërtuara nga betoni i armuar, por karakteristikë e këtyre objekteve është mënyra e ndërtimit dhe përgatitja e betonit si material kryesor.

Në fushën e ndërtimit të objektet prej betoni të armuar dallojmë objektet monolite dhe objektet montazhë.

E veçanta e objekteve nga betoni i parapërgatitur (objektet montazhë) është se elementet strukturore, duke filluar nga themelet, shtyllat, muret dhe pllakat, së pari përgatiten në një vend tjetër të specializuar para se të transportohen për montim në vendin e ndërtimit. Betoni i parapërgatitur është i njohur për përparësitë e tij në ndërtim dhe përdoret kryesisht në objekte të ndryshme, duke filluar nga ndërtimi i lartë (ndërtesat e larta), e deri te ndërtimi i urave.

Përdorimi i elementeve nga betoni i parapërgatitur ndikon drejt për drejt në kohën e ndërtimit, e që është një faktor shumë i rëndësishëm sot në ndërtim. Gjatë këtij punimi do të arrijmë të kuptojmë më shumë rreth përdorimit të betonit të parapërgatitur, përparësitë dhe mangësitë.

Ky punim, në fokus të veçantë ka dimensionimin e një objekti banimi me sistem montazhë, mure dhe pllaka. Gjatë dimensionimit dhe analizës së objektit janë përdorur programet Tower 7 dhe Tekla.

ABSTRACT

Reinforced concrete as a construction material has been used since ancient times and today there is a great spread in the practice of construction. In the field of construction, we meet many different forms of objects built by reinforced concrete, but the characteristic of these objects is the way of construction and the preparation of concrete as the main material.

In the field of construction of reinforced concrete objects, we distinguish between monolithic objects and prefabricated objects. The special feature of objects by the pre-prepared concrete (Prefabricated Objects) is that the structural elements, starting from foundations, pillars, walls and slabs, are first prepared in another specialized place before being transported for assembly at the construction site. Pre-prepared concrete is known for its advantages in construction and is mainly used in various objects, starting from high-rise construction (high-rise buildings) to the construction of bridges.

The use of pre-prepared concrete elements directly affects the construction time, which is a very important factor in construction today. During this work we will be able to understand more about the use of pre-prepared concrete, its advantages and disadvantages.

This work has a special focus on the dimensioning of a residential building with a prefabricated system, walls and tiles, during the dimensioning and analysis of the object, the Tower 7 and Tekla programs were used.

PËRMBAJTJA

Abstrakti.....	i
Abstract.....	ii
Lista e figurave.....	v

Hyrje	1
--------------	----------

1. Historiku per betonin e parapergatitur	2
--	----------

1.1. Pse eshte i ndryshem nga strukturat tjera	8
1.2. Strukturat prej betonit te parapergatitur	14
1.3. Pse duhet zgjedhur konstruksionet e parapergatitura.....	18

2. Materialet qe perdoren per ndertimin e elementeve te parapergatitura	20
--	-----------

2.1. Betoni.....	20
2.2. Çeliku.....	24
2.3. Çeliku strukturor dhe Bulonat.....	25
2.4. Materialet lidhëse (jo cimentuse).....	26

3. Tipet e strukturave te parapergatitura	27
--	-----------

3.1. Dyshemet e parapergatitura – Pllakat.....	33
3.2. Trajet e parapergatitur.....	37
3.3. Shtyllat e parapergatitura.....	40
3.4. Muret mbajtëse nga betoni i parapergatitur.....	44

4. Lidhjet	57
-------------------	-----------

4.1. Lidhjet e pllakës me traun.....	53
4.2. Lidhjet e pllakës me murin.....	53
4.3. Lidhjet e shtyllës me themel.....	54

4.4. Detajet e lidhjeve te elementeve strukture.....	55
4.4.1 Lidhjet e shtyllës me themelin.....	55
4.4.2 Lidhjet e shtyllës me traun.....	56
4.4.3 Lidhjet e pllakës me traun.....	58
4.4.4 Lidhjet e pllakës me muret mbajtëse.....	60
5. Detyra Projektuse	61
<hr/>	
5.1. Përshkrimi i detyres projektuse.....	61
6. Materialet	65
<hr/>	
7. Analiza e Ngarkesave	66
<hr/>	
8. Analiza e Struktures	68
<hr/>	
9.Konkluzionet.....	156
10.Rekomandimet.....	157
Literatura.....	158
Shtojcë Planet e Kallepimit dhe Armimit.....	159

LISTA E FIGURAVE

Fig 1. Ndertimi i viteve 1960 me elemente të parapërgatitura.....	4
Fig2. Ndertimi i viteve 1980 Western House.....	4
Fig3. Objekti Surrey Dock – Londër 1980.....	5
Fig 4,4a. Detajet e arkitekturës te punuar me elemente të betonit të parapërgatitur.....	6
Fig 5. Konviktet për studentet të Universitetit te Anglis perndimore.....	6
Fig.6 Ndërtimi i hotelit 30 kath dhe hapësires për Casino në Las Vegas 1992.....	7
Fig 7. Ndertimi i kullave binjake në Bruksel.....	7
Fig 1.1. Qeveria e Skotlandës.....	8
Fig 1.2. Elementet e Parapërgatitura në afersi të objektit.....	9
Fig 1.3 Elementet strukturore mbajtëse.....	9
Fig 1.4a Levizjet e papenguara në mes të dy elementev te parapërgatitura.....	10
Fig 1.4b Levizjet e penguara nga forca e ferkimit.....	11
Fig 1.4c Rrotullimi i traut dhe koncentrimi i forcës në majen e shtyllës.....	12
Fig 1.4d Qarjet nga jastiku i ngusht.....	12
Fig 1.5. Struktura prej elementeve te betonit te parapergatitur.....	14
Fig1.7 Percjellja e ngarkesave në strukturë.....	15
Fig 1.8 Deformimet e shtyllave për kushte të ndryshem të lidhjeve.....	16
Fig1.9. Percjellja e ngarkesave ne ram.....	17
Fig 2.1 Betonimi i elementeve të parapërgatitura dhe vibrimi ne fabrikë.....	20
Fig2.2 Problemet e betonimit ne vendëpunisht.....	20
Fig2.3 Kallepet e Çelikut.....	21
Fig 2.4 Pëërgatitja e një elementi te fasadës në kallëpet e drurit.....	22
Fig 3.1 Sistemi skeletor nga elementet e parafabrikuar.....	27
Fig3.2 Elementet e parapërgatitura ne nje strukturë.....	28
Fig 3.3 Sisteme me mure dhe pllaka të lehtësuara në distance 3.6m.....	29

Fig3.4. Fasada ne muret mbajtëse të parapërgatitura.....	30
Fig 3.5 Karakteristikat e elementeve per objekte industriale.....	31
Fig 3.6 Shembulli i ndertimit të një objekti me hapsira të mëdha.....	32
Fig 3.1.1 Dyshemet e parapërgatitura.....	34
Fig 3.1.2 Largimi i dyshemes nga kallëpet.....	34
Fig 3.1.3 Dyshemet me lartësi 730mm.....	35
Fig 3.1.4 Dyshemeja 2T në një qendër konferencash në SHBA.....	36
Fig 3.1.5 Prerja tërthore e dyshemeve 2T.....	36
Fig 3.2.1 Karakteristikat e traut të përmbysur T.....	37
Fig3.2.2 Trau simetrik me disnivele të dyshemeve.....	38
Fig 3.2.3 Trau perimetrik L me ngritje.....	38
Fig 3.2.4 Karakteristikat e Traut perimetrik.....	39
Fig 3.3.1 Shtylla rrethore e parapërgatitur L= 12m.....	40
Fig 3.3.2 Shtyllat L=25m.....	41
Fig 3.3.3 Një shtyllë pas largimit të pahive.....	41
Fig 3.3.4 Karakteristikat për pikat e bartjes.....	42
Fig 3.3.5 Shtyllat me 4 pika për bartje.....	43
Fig 3.3.6 Pika e kapjes per pozicionim te shtyllës.....	43
Fig 3.4.1 Muret mbajtëse të parapërgatitura.....	45
Fig 3.4.2 Muri konsoll i parapërgatitur.....	45
Fig 3.4.3 Muret mbushëse prej tullave.....	46
Fig 3.4.5 Muret berthamë të parapërgatitura.....	46
Fig 3.4.5 Mbajtësit diagonal nga betony ose çeliku.....	47
Fig 4. Lidhja e shtylles dhe traut.....	51
Fig 4.1. Kur elementi vertikal është i pa ndërprer.....	52
Fig 4.1a. Kur elementi vertical është i ndërprer.....	52
Fig 4.4.1a. Lidhja e shtyllës me themelin.....	55

Fig 4.4.1b. Lidhja e shtyllës me themelin gotë.....	55
Fig 4.4.2 Lidhja e shtyllës me traun.....	56
Fig 4.4.3 Lidhja e pllakës me traun.....	58
Fig 4.4.4 Lidhjet e pllakës me muret mbajtëse.....	60
Fig 5.1.1 Baza e kateve karakteristike.....	61
Fig 5.1.2 Dukja A-A.....	62
Fig 5.1.3 Dukja B-B.....	63
Fig 5.1.4 Dukja 3d e objektit.....	64

1 Historiku për Betonin e parapërgatitur

Betoni i parapërgatitur nuk është një ide e re në fushën e ndërtimit. Në vitet [1832-1885] Eëilliam H. Lascelles në Angli krijoi një sistem të parapërgatitur të paneleve të murit prej betoni, Më pas, nocioni i betonit 'para-përgatitur' për qëllime të mëdha strukturore filloi të përdoret në fund të shekullit të nëntëmbëdhjetë, kur zbatimi i tij më i qartë - për tu përdorur në pozicionet me qasje të vështirë filloi me përdorimin e trarëve të dyshemesë. François Hennebique (1842– 1921) përdori për herë të parë betonin e parapërgatitur në një fabrikë të miellit në Francë, ku pesha vetjake e njërive të parafabrikuara ishte e kufizuar në aftësinë ngritëse të dy burrave të fortë. Po ashtu objekti i parë në Britani nga elementet e betonit të parapërgatitur ishte fabrika e miellit “Eëaver’s Mill në Sëanse, ndërtimi i këtij objekti me sistemet e parapërgatitura është bërë në vitet [1897-1898], në një afat kohor prej 1 viti. Sistemet ideore të elementeve ishin nga një arkitekt francez F. Hennebique

Në këtë kohë Louis Gustave Mouchel (1852–1908), themelues i Grupit Mouchel u zgjodh të ishte agjent i Hennebique në Mbretërinë e Bashkuar. Mouchel përdori një përzierje të elementeve strukturore monolite dhe të parafabrikuar për një sërë strukturash me rama betoni.

Struktura ishte sistem skeletore me tra dhe shtylla , numri i etazhitetit ishte 7 dhe me një pozicionim të pllakave dhe trajeve deri në 20m'. Ndërtesa është demoluar për shkak të ndryshimeve në përdorimin e tokës ku ishte i ndërtuar objekti, por si një ndërtim me përzirje të elementeve strukturore monolite dhe të parafabrikuara kryesore daton para 40 viteve.

Gjatë viteve 1900 Bachman dhe Steinle e dalluan një zhvillim më të madhë të elementeve të parapërgatitur në sistemet strukturore si psh. në ndërtesën e kazinos Caoigent’s, po ashtu dhe shtëpizën e sinjalizuesit të Hennebique dhe Zublin. Gjatë Luftës së Parë Botërore depot për qëllime të ndryshme ushtarake ishin të ndërtuara nga elementet të parafabrikuara duke përdorur mure. Më vonë, në vitet 1930 u pa një zgjerim nga kompani të tilla si Bison, Trent Concrete dhe Girling, me fabrikat e tyre të pozicionuara afër rezervave te agregatit në pellgjet e Thames dhe Trent Valley. Arsyja pse betoni i parafabrikuar filloj të përdoret në radhë të parë ndryshon nga vendi në vend. Një nga arsyt kryesore ishte që gjetja e drurit strukturor u bë më e kufizuar. Disa vende, veçanërisht Bashkimi Sovjetik, Skandinavia dhe të tjerët në Evropën Veriore Kontinentale, të cilat së bashku zotërojnë më shumë se 1/3 e burimeve të drurit në botë, por për shkak të klimës që zotron në këto vende duke pasur dimra të gjatë dhe të ftohtë. Zhvillimin e elementeve të parapergatitura prej BA e konsideruan si një pjesë kryesore të ekonomisë së tyre vendase

autoktone. Struktura prej çelikut nuk kishin një përdorim aq të madhë në vende të tjera jashtë Shteteve të Bashkuara, pasi edhe kishin një kosto më të lartë.

Gjatë 25 viteve të ardhshme, zhvillimet në sistemet e ramave të parafabrikuara, mahi me shtrirje të gjatë betoni (deri në 70 metra) dhe veshja paraprake rritën pjesën e tregut të parafabrikave në rreth 15 përqind në sektorët industrialë, tregtarë dhe të brendshëm.

Prezantimi i elementeve të betonit të parapërgatitur në revista të njohura të asaj kohe të tilla si Engineering News Record inkurajoi disa kompani të fillonin të prodhonin pllaka dysheje të parapërgatitura në mënyrë që të siguronin një shërbim gjithëpërfshirës. Në vitin 1960, numri i kompanive të parapërgatitura që prodhonin përbërës kryesorë strukturorë në Britani ishte rreth tridhjetë.

Përpjekjet për të standardizuar sistemet e ndërtimit me elemente të parafabrikuara në Britani çuan në zhvillimin e Kornizës kombëtare të Ndërtimit (NBF) dhe, më vonë Rregulloret e Ndërtimit Publik (PBF). Nisma e vërtetë në zhvillimin e këtyre sistemeve ishte aktive më shumë në politikën qendrore nga Ministria e atëhershme e ndërtimit Publik dhe Punëve sesa nga inxhinierët e industrisë së ndërtimit. NBF, u krijua për të siguruar një sistem fleksibil dhe ekonomik të inkuadrimit të standardizuar të betonit për ndërtesa deri në gjashtë kate lartësi. Duke bërë një krahasim në mes të zhvillimeve në Evropë dhe Amerikën e Veriut, Nilson shprehet: Në më shumë se 30 vitet e kaluara zhvillimet e betonit të parapërgatitur në Evropë dhe në SHBA kanë ndodhur në drejtime mjaft të ndryshme. Në Evropë, ku raporti i koston së punës me koston e materialit ka qenë relativisht i ulët, ndërsa në SHBA, kërkesa e fuqisë puntore të aftë për ndërtim në vend shpesh tejkalonte ofertën, kështu kushtet ekonomike ndikonin në standardizim të ndërtimit. Aftësia e prodhimit të elementeve të parafabrikuara në Amerikën e Veriut janë në nivele më të larta se ato të Evropës. Në figurën 6 është treguar ndërtimi i nje hoteli me etazhitet në 30 kate dhe ku ofron 5000 dhoma dhe kazino në Las Vegas 1992.

Ndërsa pjesa e tregut për ramat e plotë të betonit të parapërgatitur ka mbetur konstant në Mbretërinë e Bashkuar, zhvillimi i betonit me fortësi të lartë për shtyllat dhe përdorimi i trareve të parafabrikuara me paranderje, rrisin shpejtësinë e ndërtimit për të rivalizuar atë të çelikut. Në Evropën veriore veqanarisht në Belgjikë dhe Holandë është ndërtimi i kullave binjake, në Bruksel Fig 7. Gjatë ndërtimit të kullave në Bruksel ku elementet vertikale kanë dimensione të shtyllave me diametër 60cm' në hapësirë drite 9.2 m dhe lartësi të traut 40cm', arriti që për 8 dite pune të arrinin ndërtimin e 2 kateve.



Fig 1 Ndërtimi i viteve 1960 me elemente të parapërgatitura – Pjese e Universitetit të Portsmouth,



Fig 2. Ndërtimi i viteve 1980 Eastern House



fig 3 Surrey Docks – Londron 1980s



Fig 4



Fig 4a

Në figurën 4 dhe 4a shihen detaje të arkitekturës të punuar në elemente të betonit të parapërgatitur të importuar nga Belgjika.



Fig 5. Konviktet për studentët te Univeristet e Anglis Perendimore



Fig 6. Ndërtimi i Hotelit 30 kate dhe hapësirës për Casino ne Las Vegas 1992



Fig 7. Ndërtimi i Kullave Binjake në Bruksel në 36 Kate me elemente të parafabrikuar

1.1 Pse është i ndryshëm nga strukturat tjera

Çfarë e bën betonin e parapërgatitur të ndryshëm nga format e tjera të ndërtimit nga betoni?

Kur marrim parasysh rolin që ka në kontekstin e zhvillimit të karakteristikave strukturore e bënë mjaft të rëndësishëm betonin e parapërgatitur. Përkufizimi më i qartë për betonin e parapërgatitur është se betoni i parapërgatitur aty ku përgatitet nuk është destinacioni i tij i fundit por lokacioni i tij i fundit do të jetë disa metra nga vendi i prodhimit. E rëndësishme është që distanca nga vendi i përgatitjes me vendin final ku do të ndërtohet objekti të jetë sa më afër në mënyrë që të shmanget transporti i shtrenjtë.



Për objektin në figurën 1.1, elementet strukturore janë përgatitur në një punishte në largësi prej 600 km, ndërsa për objektin në figurën 1.2 elementet strukturore janë përgatitur në afërsi prej 60m² nga vendi ku do të finalizohet objekti.

Figura 1.1 Qeveria e Skotlandës

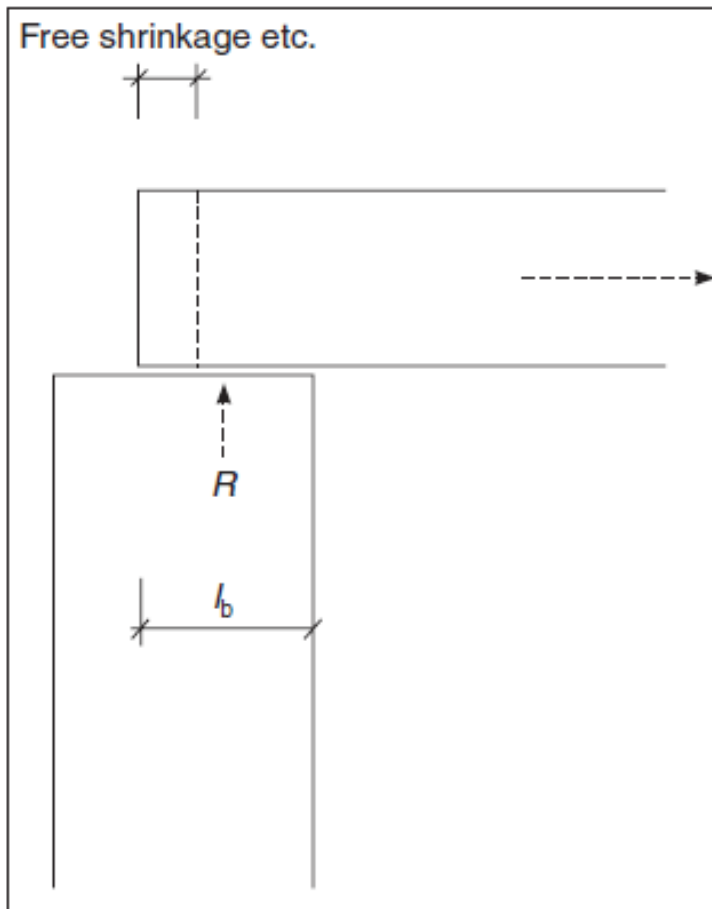


Fig 1.2. Elementet e parapërgatitura në afërsi të objektit

Betoni i parapërgatitur sipas përkufizimit janë elemente që duhet të bashkohen në mënyrë që të formojnë një struktur mbajtëse si shihet edhe në fig 1.3



Fig 1.3 Elementet Strukture mbajtëse



Por kur struktura i nënshtrohet veprimit të ngarkesave e që mund të jenë termike duke shkaktuar tkurrje apo të ngarkuar me ngarkesa që mund të shkaktojnë ndryshime vëllimore, zgjatje apo shkurtrim, atëherë elementet strukturore tentojnë të largohen nga njëri tjetri si në figurën 1.4a

Figura 1.4a: Levizje e pa penguar në mes të dy elementeve të parapërgatitura

Fërkimi i sipërfaqeve të dy elementeve në mes vete e pengon lëvizjen dhe kështu shkaktohet një forcë $F = \mu R$, e cila kjo forcë mund të shkaktoj qarje te elementet si në figurën 1.4b

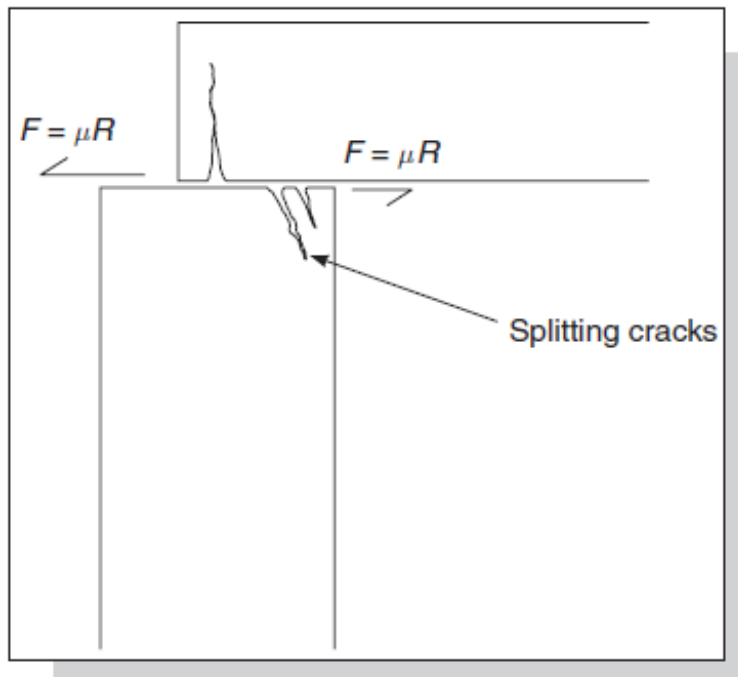


Figura 1.4b Lëvizje e penguar nga forca e fërkimit.

Nga veprimet e ngarkesave në tra mund të shkaktojë rrotullim ku zvoglon gjatësin e bashkimit lb [gjatesia mbajtëse], dhe kështu duke krijuar një shtypje të madhe deri sa të ndodhë shkatërrimi lokal në maje të shtyllës si në figurën 1.4 c, por ky rast mund të eliminohet nëse vendosim një jastikë mbajtës për të parandaluar përqëndrimin e shtypjes në maje të shtyllës. Nëse jastiku mbajtës është i ngushtë shpërndarja e forcës nga pjesa e mbrendshme në pjesën e jashtme të shtyllës shkakton një tërheqje e cila përcillet me qarje të betonit në një distancë poshtë jastikut, përveq nëse prerja tërthore e shtyllës është e përforcuar mirë si në figurën 1.4d.

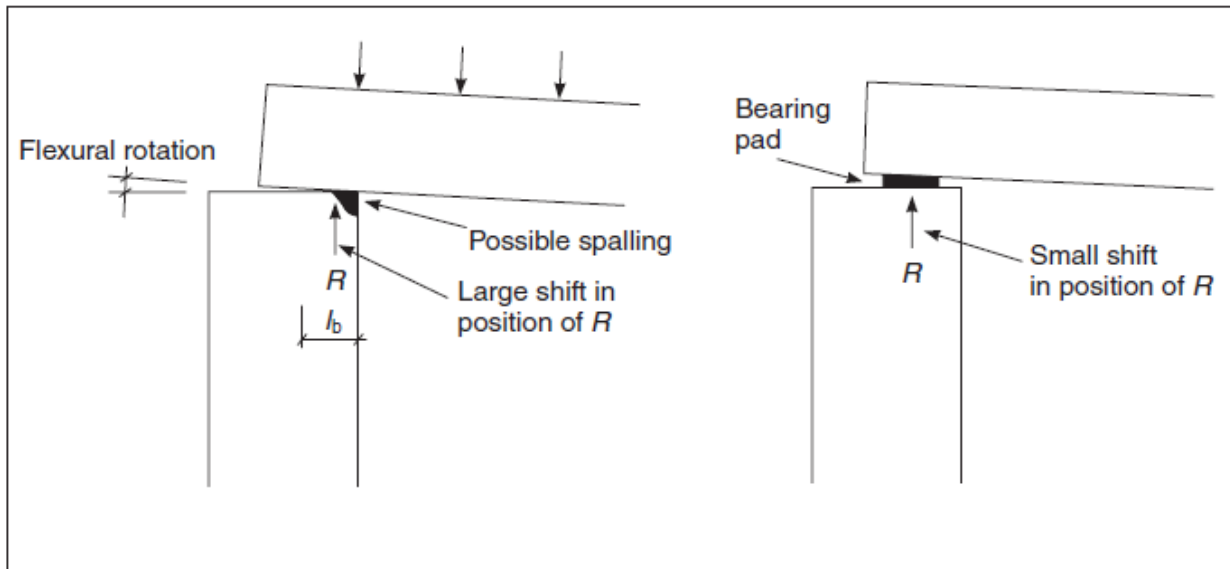


Figura 1.4c: Rrotullimi i traut dhe koncentrimi i forcës në majen e shtyllës

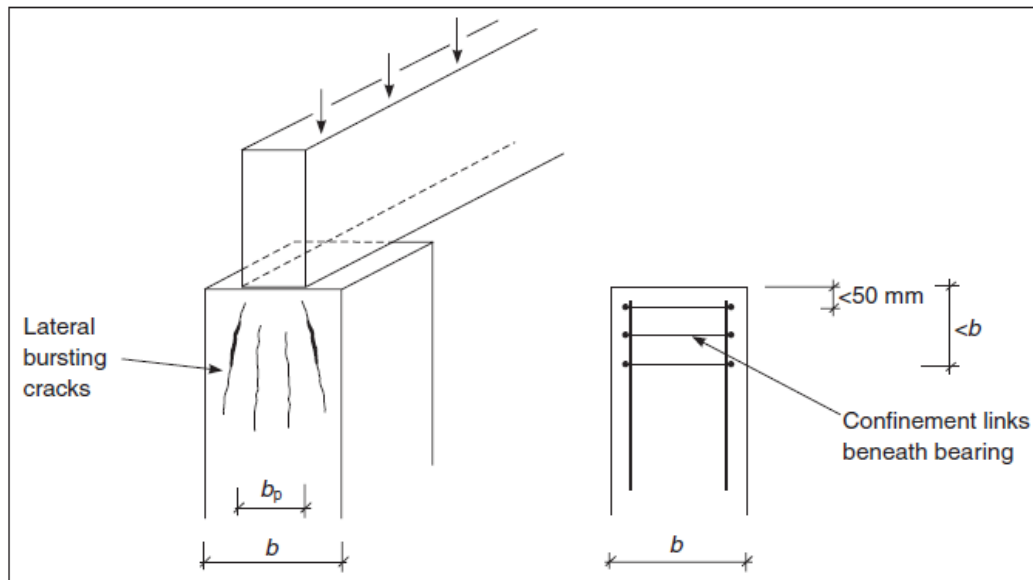


Figura 1.4d: Qarjet nga jastiku i ngusht, dhe djathtas fotos mënyra e parandalimit me armatur

Nëse shtylla i nënshtrohet një force aksidentale e cila është $H > \mu R$, atëherë zhvendosja është e parikuperueshme dhe mund të vijë deri te humbja e kushinetës nëse jastiku mbajtës nuk ka kapacitet të prerjes fig 1.4e, nëse themeli i shtyllës dështon atëherë jastiku do të humbë vetëm nëse jastiku ka aftësi tërheqëse fig 1.4f , këto janë disa nga rastet që e dallojnë betonin e parapërgatitur nga format tjera të ndërtimit.

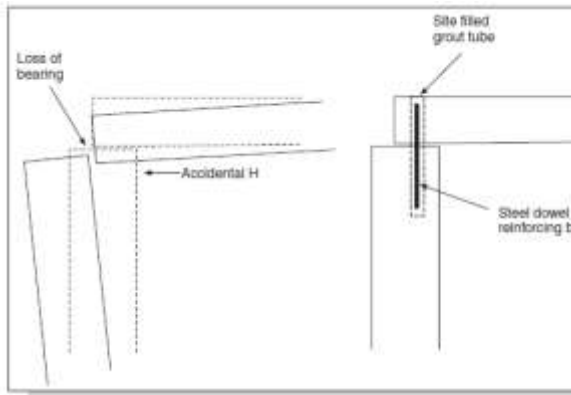


Fig 1.4 e

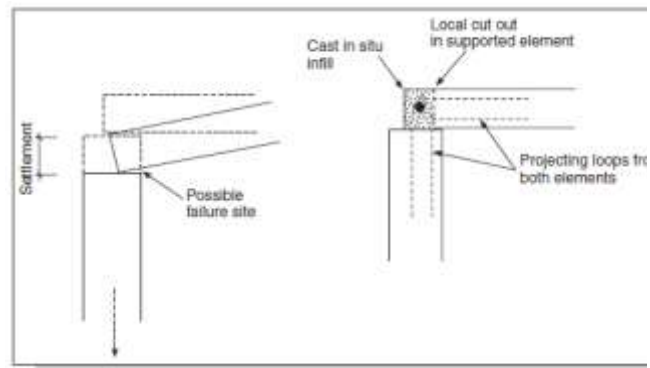


Fig 1.4 f

1.2 Strukturat prej betonit te parapërgatitur

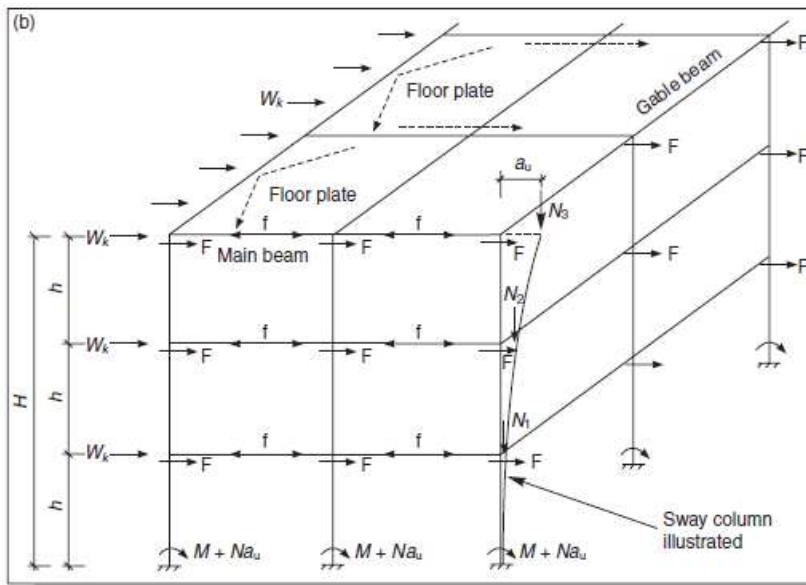
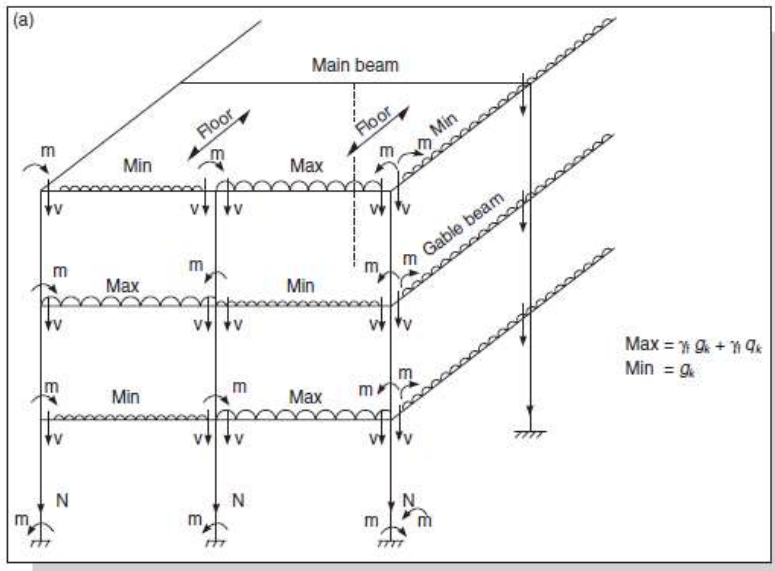
Një konstrukcion nga betoni i parapërgatitur është një bashkësi e elementeve strukturore të parapërgatitur të cilët, kur lidhen në mënyrë të përshtatshme së bashku, formojnë një struktur 3D të aftë për t'i rezistuar ngarkesave të gravitetit dhe erës (ose edhe tërmetit *). Struktura është e përshtatshme në mënyrë ideale për ndërtesa të tilla si zyrat, njësi banesore, parkingje për makina, shkollat dhe ndërtesa të tjera të tilla që kërkojnë pengesa minimale të brendshme dhe hapësirë multi-funksionale. Sasia e betonit në një ramë të parapërgatitur është më pak se 4 për qind e vëllimit bruto të ndërtesës dhe 2/3 e kësaj është në dysheme. Në rastin e qendrës tregtare dhe parkingut të makinave (përfunduar në vitin 2001) treguar në Figurën 1.5, elementët e parapërgatitura të betonit janë shtyllat, trarët, pllakat e dyshemesë, shkallët dhe mbajtëset diagonale.



Fig 1.5 Struktura prej elementeve të betonit të parapërgatitur – ‘‘Molla e Gjelbërt’’ në Finland

Në figurën 1.7a janë paraqit forcat e përhershme gravitacionale [gk] kN/m², dhe ngarkesa shfrytëzuese [qk], kN/m² përcillen nga dyshemet në traje si ngarkesa vijore dhe prej traut përcillen në shtylla si ngarkesa koncentrike dhe nga elementet e shtyllës përcillen në themel si ngarkesa koncentrike në shtypje [kN]. Nga lidhja e elementit horizontal traut dhe elementit vertikal shtyllës, lind momenti i përkuqjes kNm por këto injorohen për momentin sepse momentet që lindin në shtylla nga ngarkesat horizontale janë më të mëdha. Ndërsa në figurën 1.7b janë paraqitur [Forcat ëk (Forcat e jashtme horizontale të erës [kN / m²]) që veprojnë plotësisht në fasaden e ndërtesës. Ato absorbohen nga

elementet horizontale (pllakat) në çdo katë. Nëse lartësia e katit është h [m] dhe gjatësia e fasadës është l [m] forca totale e thithur në secilin nivel të dyshemesë (pllakes) është $\ddot{E}k = \ddot{e}khl$ [kN]. $\ddot{E}k$ përcillet përmes dyshemeve, te trajet si forca prerse horizontale f [kN]) te trarët; nga trarët (si force horizontale F [kN]) te shtyllat; dhe nga shtyllat (si moment M [kNm] dhe forcë prerëse f [kN]) te themelet. Ndërsa zhvendosjet $[au]$ [m ose mm] nga forcat horizontale rritet momenti në themel $= M + m + Nau$ [kNm]. Për shkak se zhvendosjet au është proporcional me $[h^3]$ zhvendosjet horizontale rriten shpejt me lartësinë dhe shpejt bëhet dominuese.



1.7 Përcjellja e ngarkesave në struktur. a) ngarkesat e përhershme dhe përkohshme, b) ngarkesa horizontale nga era

Zhvendosjet e shtyllës gjithashtu varen nga shkalla e fiksimit (= rezistenca ndaj lakimit) midis shtyllës dhe themelit, dhe midis shtyllës dhe trarëve. Në rastin më të mirë, themeli dhe trarët janë të lidhur ngurtë me shtyllën dhe zhvendosja e shtyllës është siç tregohet në figurën 1.8a. Në rastin më të keq themeli dhe trarët mbërthehen, dhe struktura është një mekanizëm (Figura 1.8b). Në praktikë, themeli është shumë i ngurtë (= jo aq shumë) dhe trarët janë gati të mbërthyer (= jo ngurtësi zero) në mënyrë që profili i shtyllës të jetë siç tregohet në Figurën 1.8c.]

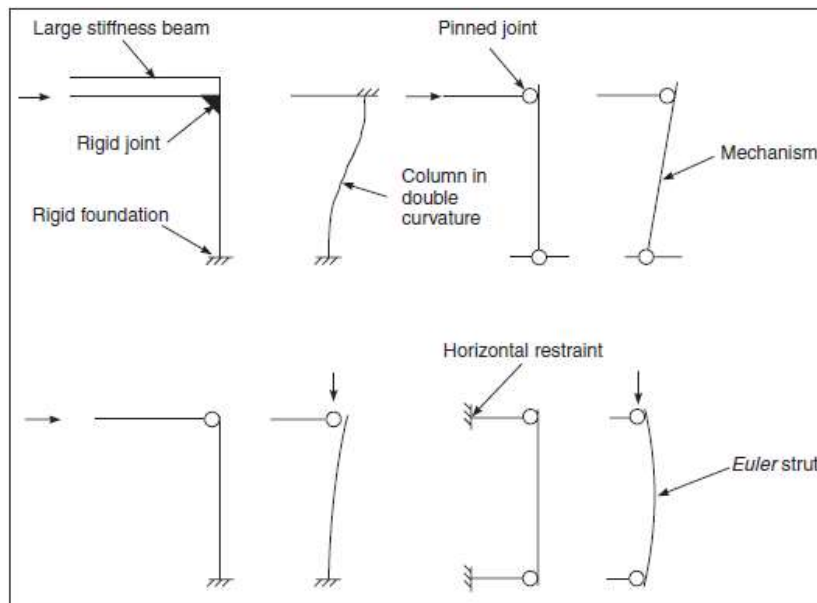


Fig 1.8 Deformimet e shtyllave për kushte të ndryshme të lidhjeve

Kur $H > H_{crit}$, muret futen në strukturën skeletore, e cila më pas bëhet një 'kornizë pa lëkundje' ose 'strukturë e mbërthyer'. Muret (ose llojet e tjera të mbajtjes), të cilat janë të vendosura me drejtimin e $\ddot{E}k$, zëvendësojnë funksionin e shtyllave në rezistencën e momenteve të përmbysjes. Për shkak të forcës dhe ngurtësisë së tyre masive, muret nuk do të kërkohet të zëvendësojnë çdo shtyllë, në fakt 1 në 20 ka më shumë mundësi të ndodhë, pasi muret janë të pozicionuara në pozicione strategjike, kryesisht në skajet e ndërtesave dhe rreth shkallëve ose te bërthama e liftave.

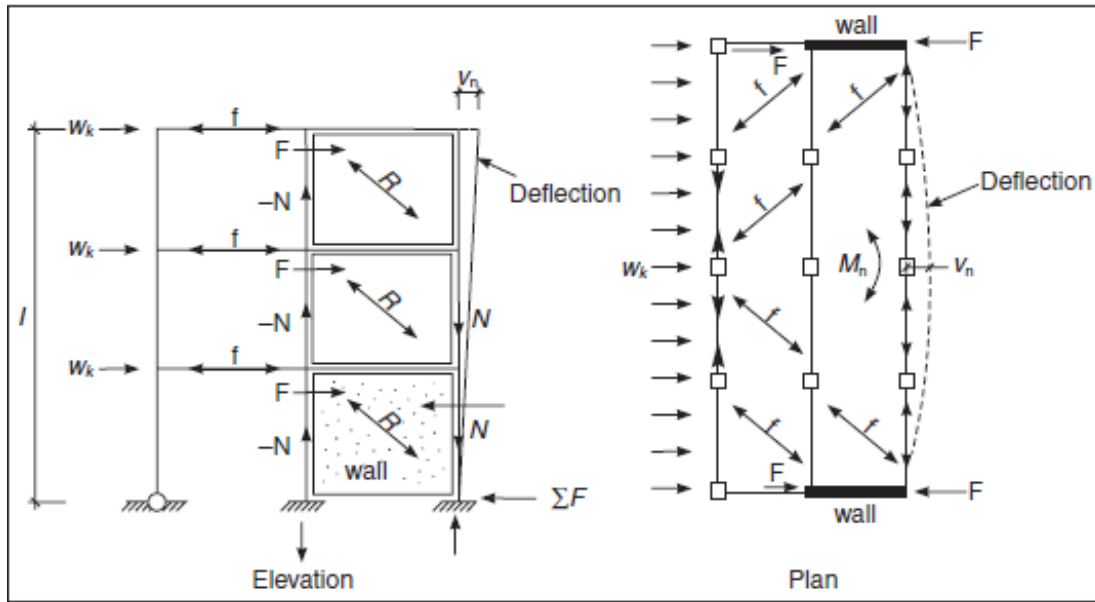


Fig 1.9

Megjithëse ndodhin devijime të prerjës v , muret janë bërë mjaft të ngurtë për të siguruar që kufiri i $v/h < 1/500$ dhe kështu nuk është e nevojshme kontrolli e mëtutjeshme e deformimeve [au].

Devijimet e rendit të dytë [au] ndodhin vetëm nëse gjatësia e secilës shtyllë midis kateve janë më të mëdha se ato kritike të vendosura nga kodet.

1.3 Pse duhet zgjedhur Konstruksionet e parapërgatitura

Çelësi i suksesit duke përdorur çdo formë të betonit të përzier ose të parapërgatitur është të jesh në gjendje t'i ofrosh klientit, arkitektit dhe inxhinierit këshillues, një zgjidhje që është:

1. Të jetë e ndërtueshme
2. Kosto efektive
3. Shpejtësia e ndërtimit.

1. Ndërtimi

- a. Pjesa e ndërtimit është mjaft e hapur dhe kështu ka hapësirë për inkuadrimin e profesioneve tjera në proces të ndërtimit.
- b. Ndërtimi të jetë i sigurt dhe stabiliteti i përkoshëm është i garantuar
- c. Përdoren vinça ekonomik dhe
- d. Fuqia puntore të jetë e aftë.

2.Kosto efektive

- a). Kostoja për përbërsit e ndërtimit të një strukture me kapacitet është e krahasueshme me materialet tjera p.sh Kostoja e nje shtylle / forcën aksial që pranon.
- b). Kostoja e përgjithshme e ndërtesës, përfshirë transportin, finalizimin dhe riparimin janë konkurrese
- c). Prodhimi është i sigurtë në anën e cilësisë – dhe devijimi standart më i ulët në shumicën e të gjitha elementeve, materialeve dhe metodave .
- d). Po ashtu betoni i parapërgatitur ofron edhe një beton të moderuar në fabrik.
- e). Jepen raportet e testeve nën veprimin e ngarkesave shkatërruese dhe jo shkatërruese

3.Shpejtësia e ndërtimit

- a). Edhe pse periudha e ndërtimit të elementeve të parafabrikuara mund të jetë disa javë, por kur të fillon të ndërtohet konstruksioni bëhet në kohë shumë të shkurtë,
- b). Pozicionet si muratimi me tulla, instalimet elektrike, saldimet lëvizin shpejt
- c). Dorzimi i elementeve të parafabrikuara mund te bëhen me faza,
- d). Hapësira në mes dyshemeve e pranueshme,
- f). Dimensionet e shtyllave dhe trajeve janë të pranushme
- e) Betonet dekorative mund të shfrytzohen edhe nga jashtë edhe nga mbrenda.

2 Materialet që përdoren në ndërtimin e elementeve të parafabrikuara

2.1 Betoni

Betoni i parapërgatitur është me cilësinë më të lartë të mundshme për sa i përket forcës dhe qëndrueshmërisë. Thelbi i kësaj deklarate shifet në Figurën 2.1, ku betoni shpërndahet me saktësi në çdo pjesë të kallëpit, duke parandaluar mundësinë e paraqitjes së segregimit me vibrime minimale.

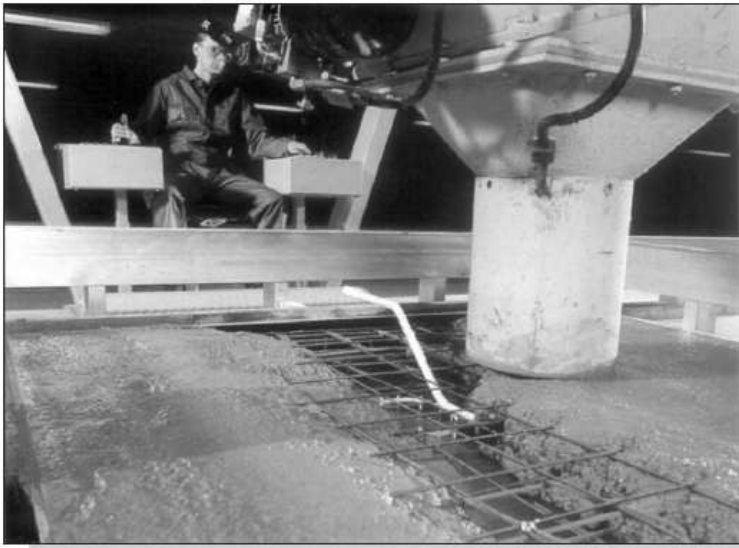


Fig 2.1 Betonimi i elementeve të parapërgatitura dhe vibrimi në fabrik



Fig 2.2 Problemet në vendëpunishte

Duke parë figurën 2.2 më së lehti i kuptojmë problemet që paraqiten gjatë punimeve me betonin në punishte, ku shihet se kemi segregim në mungesë të vibrimit jo të duhur dhe kështu vrehet edhe një përparsi tjetër e betoneve të parapërgatitura. Përdorimi i materialeve që kanë kaluar procedura të rrepta të kontrollit të cilësisë, çimentoja e shpejtë e ngurtësimit përzihet me agregate të mirë të cilësisë me burim dhe pastërti të kontrolluar, shpesh në impiantin e grumbullimit dhe përzierjes së kontrolluar nga kompjuteri, për të prodhuar beton me punueshmëri dhe forcë të specifikuar, duhet cekur edhe pse zakonisht nga prodhimi kemi mbetje në fabrikë, superplasifikuesit dhe materialet të tilla si hiri i karburantit me pluhur nuk e ka ulur këtë standard, e kjo më së miri arrihet të vërehet kur devijimi standart i mostrave kubike 28 ditore për klasë të betonit $F_{cu}=50$ dhe 80 N/mm^2 është më pak se 2 N/mm^2 , dhe me këtë arrijm të kuptojmë që kemi të bëjmë me beton të klasës së kërkuar. Shpesh herë kemi kërkesa për klasë të ndryshme në pozicione të ndryshme por zakonisht te elementet e parafabrikuara nuk ndryshojnë specifikimi i përzierjes në mënyrë të panevojshme - për shembull betoni i klasës C40 ($f_{cu} = 40 \text{ N / mm}^2$) mund të përdoret për ndonjë pozicion tjetër edhe pse projekti kërkon një forcë më të ulët të themi $f_{cu} = 25 \text{ N / mm}^2$

Për prodhimin e elementeve me standarde të tillë si shtyllat dhe trarët, betoni hidhet në kallëpe të çelikut të pastër (ndonjëherë lëndë të drurit) të sakta në $\pm 3 \text{ mm}$, në prerjen tërthore. Përdorimi i vibratorëve të fiksuar (Figura 2.3) të caktuar në lëkundjet e sakta për madhësinë dhe peshën e kallëpeve të mbushur sigurojnë ngjeshje korrekte në një dendësi prej rreth 2400 kg / m^3 (duke përjashtuar ri- përsëritjen), dhe kështu sipërfaqja përfundimtare e elementeve rezulton të kenë një porozitet minimal për qëndrueshmëri maksimale.



fig2.3 Kallëpet e çelikut

Me beton të qëndrueshëm kuptojmë që çdo element të ketë performancën optimale që kërkohet, psh për elementet në përkulje kërkohet një klasë për C40 dhe atyre që ju nënshtrohen forcave në shtypje një klas prej C80 .

Për elemente jo standarte psh ndonjë element të fasadës, kallëpet mund të jenë edhe nga druri por si rezultat përfundimtar sipërfaqja e betonit do të jetë më e vrazhdë, nuk do të krahasohet me elementet ku kallëpet janë nga çeliku, dhe zakonisht i takojn betonit të klasës C40 .

Në figurën 2.4 është përgatitja e elementeve të fasadës në një kallëp prej druri. Largimi i elementeve nga pahit bëhet ndërmjet 10-18 h pas betonit. Metoda të ndryshme për të përshpejtuar arritjen e forcës ose klasës së kërkuar të betonit bëhet duke përdorur materiale të ndryshme si çimento Portland, nxitësit kimik si dhe me ngrohje të jashtme me anë të ngrohjes elektrike në mënyrë që betoni të lidh dhe të ngurtësohet më shpejt.

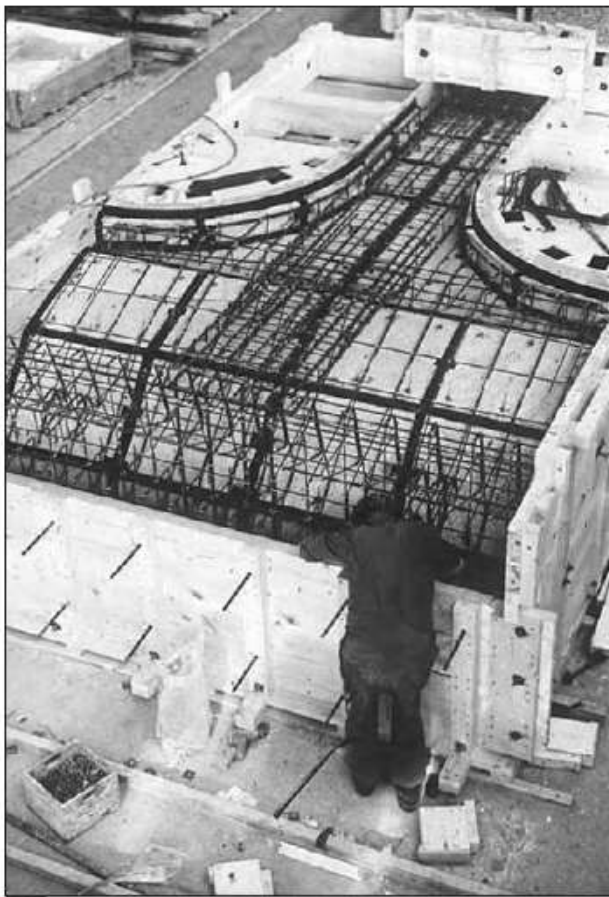


Fig 2.4: Përgatitja e një elementi të fasadës në kallëpet e drurit

Tabela e klasëve të betonit të parapërgatitur sipas Standarteve Britaneze BS8110

Component	Type	Grade	Characteristic strength (N/mm ²)	Design strength (N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)	Modulus (N/mm ²)
To BS EN 1992-1			f_{ck}	$0.567f_{ck}$	f_{cm}	E_{cm}
Beams, staircases, floors, shear walls	rc	C32/40	32.0	18.13	3.0	33 350
Columns, load-bearing walls	rc	C40/50	40.0	22.67	3.5	37 000
Beams, floors, staircases	psc	C50/60	50.0	28.33	4.1	32 000
To BS 8110			f_{cu}	$0.45f_{cu}$	f_t	E_c
Beams, staircases, floors, shear walls	rc	C32/40	40.0	18.0	–	28 000
Columns, load-bearing walls	rc	C40/50	50.0	22.5	–	30 000
Beams, floors, staircases	psc	C50/60	60.0	27.0	3.50	32 000

Note: E_{cm} [E_c] is the 28-day mean value. Long-term values are derived from the creep coefficients in BS EN 1992, Part 1, clause 3.1.4 [4.4], or BS 8110, Part 2, clause 7.3 [4.5].

Tabela 2.1 Klasa e Betonit dhe Moduli i Elasticiteti për elementet e parapërgatitura

Type of concrete	f_{cu} (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)
In situ	25	–	25.0
In situ	30	–	26.0
Precast reinforced	40	–	28.0
Prestressed	50	3.2	30.0
Prestressed	60	3.5	32.0

Tabela 2.2 Klasa e Betonit në vendpunishte dhe në fabrik.

2.2 Çeliku

Elementet e betonit të parapërgatitur, nëse është e nevojshme mund të përforcohen shumë sepse janë të pozicionuar horizontalisht, edhe pse BS EN 1992-1-1 nuk e njeh këtë lloj përforcimi. Kodi lejon deri në 4% të prerjes tërthore në përgjithësi dhe 8% në gjatësi, megjithëse kjo shumë përdoret rrallë në favor të forcave më të larta të betonit. Armatura që përdoret në 95% të rasteve është armatura e brinjëzuar e emërtuar si “H”, Lidhja e armaturës bëhet me tel të zakonshëm 1.4mm ose tela hekuri me specifika të ngjashme, për shufrat prej çeliku inoxi, teli lidhës është tel i pjekur prej çeliku inox me trashësi 1.2 mm.

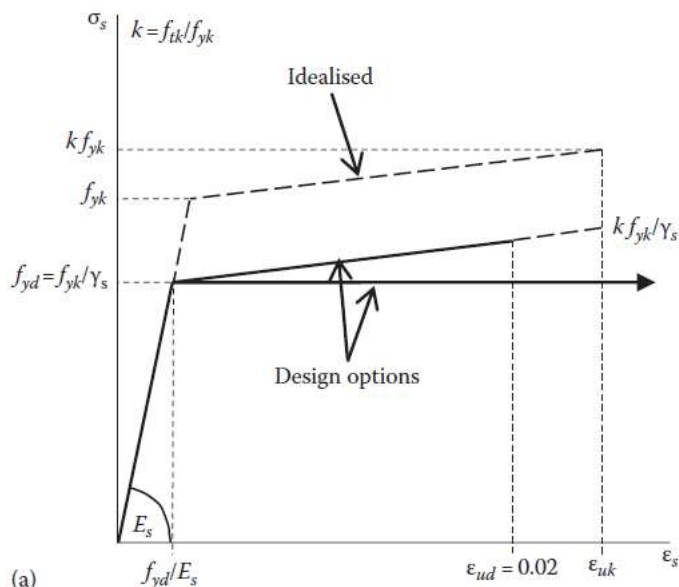
Shufrat e çelikut të lart janë konform standarteve BS EN 10080 si B500A, B500B dhe B500C
 $R_e = 500\text{N/mm}^2$.

$R_m/R_e =$ raporti i forcës në tërheqje / forcës së rendimentit i njohur si $f_{tk}/f_k = 1.05, 1.08$ dhe 1.15 der 1.35 për klasat A, B, dhe C me BS EN 1992-1-1:2004,

Ag- përqindja e zgjatjes totale në forcën maksimale = 2.5% .

Standartet gjithashtu japin edhe forcën e lodhjes, performancën e përkuljes, saldimit, forcën e lidhjes, forcën prerëse. Çeliku përforcues me diametër 6mm nuk është në përputhje me BS EN 1992-1-1 në lidhje me duktilitetin, kodet për përforcim janë sipas BS 8666

Diametrat e armaturës që përdoren zakonisht janë $\emptyset 8, \emptyset 10$ dhe përdoren te stafat në pjesën e shtyllës, ndërsa $\emptyset 10, \emptyset 12$ përdoren te trajet, ndërsa shufrat tjera shpërnderese ose kundrejt plasaritjeve janë $\emptyset 16, \emptyset 20, \emptyset 25, \emptyset 32$.



2.3 Çeliku strukturor dhe Bulonat

Elementet strukturore të çelikut përdoren në shumë lloje të elementeve të parapërgatitura e veçanarisht te lidhjet. Te këto elemente strukturore të çelikut përfshihen elementet me prerje tërthore të zbrazur dhe mbështjellje drejtëkandshe dhe katrore, kanale dhe kënde, tuba dhe pllaka të salduara etj. Pjesët strukturore të çelikut siq janë traret dhe shtyllat mund të inkorporohen në elementet të parapërgatitura për të rritur forcën kur betoni i armuar ka humbur rezistencën, megjithatë kjo ka një kosto të lartë e cila duhet të analizohet me kujdes. Disa pjesë të elementeve të çelikut si pllakat janë përdorur për të formuar lidhjet si mbështetës e sidomos në ato raste kur kemi sforcime të mëdha të betonit dhe duhet të shmanget kontakti i sipërfaqeve beton-beton. Tipi i çelikut që është përdorur janë të klasës S275 ose të klasës S355, ndërsa elektrodën e salduara janë kryesisht të shkallës E43, në këto raste kur përdoren për të lidhur çelikut e klasës S275 forca e rrjedhjes së saldimit është [$p_e=215\text{N/mm}^2$], ndërsa kur përdoret në kombinim me klasën S355 forca e rrjedhjes së saldimit është [$p_e=255\text{N/mm}^2$]. Pllakat e çelikut janë zakonisht të klasës S275 dhe S355 kur kemi sforcime të mëdha, ndërsa bulonat janë të klasës 4.6 [$p_y=195\text{N/mm}^2$ në tendosje dhe 160N/mm^2 prej forcave prerëse] dhe për klasën 8.8 [$p_y=450 : 375$]. Bulonat e klasës së lartë përdoren në rrethana kur lidhja dhe siguria e lidhjeve me bulonat e zakonshëm nuk mund të garantohet.

2.4 Materialet lidhëse [jo çimentuse]

Llaçet me bazë epoksi përdoren për të bërë, qoftë pjesërisht ose plotësisht lidhje, ku kërkohet një forcë e shpejtë fitimi, p.sh. deri në 40 N / mm² në 2-3 orë. Gjate përdorimit të bëhet kujdes për tu siguruar që të mos kenë tejkaluar afatin e përdorimit. Zgjerimi termik i materialeve epoksi është shtatë herë më i madh se betoni, dhe kjo duhet të merret parasysh gjatë dimensionimit. Përbërjet epoksi përbëjnë dy pjesë që do të përzihen në vend: (1) rrëshira epoksi; dhe (2) ngurtësuesit. Ato përdoren herë pas here si injeksione presioni për mbushjen e çarjeve [plasaritjeve] ose për të rivendosur forcën e tërheqjes. Procedurat e prodhuesit duhet të rrespektohen në mënyrë rigorozë . Në tabelën në vijim kemi karakteristikat e llaçeve për përdorimin e tyre te elementet e parapërgatitura.

<i>Material</i>	<i>Application</i>	<i>Data (at 20 °C)</i>
Elastomeric bearings, e.g. neoprene, rubber	Bearing pads	Comp. strength = 7–10 N/mm ² Shear strength = 1 N/mm ² Compressive strain = 15%
Bitumen impregnated sealing strip	Backing strip to concrete joints	Compressibility = 85%
Polysulphide sealants	Expansion joints	Elongation strain <50%
Epoxy resin mortars	Compression, shear or tension joints	Comp strength = 55–110 N/mm ² Tensile strength = 9–20 N/mm ² Elongation strain <15%
Polyester resin mortars	Compression, shear or tension joints	Comp strength = 55–110 N/mm ² Tensile strength = 6–15 N/mm ² Elongation strain <2%
Polystyrene	Filler, back-up blocks	
PTFE (Teflon)	Frictionless bearings	Compression = 8 N/mm ² virgin and 15 N/mm ² reinforced. Coefficient of friction 0.04

Karakteristikat tek materialet lidhëse jo çimentues në elementet e parapërgatitura

3 Tipet e strukturave të parapërgatitura

Projekti fillestarë apo ideor është më shumë një njohje e llojit të tipit të strukturës e cila është më e përshtatshme për formën dhe funksionin e një ndërtese se sa vet projekti strukturor. Kur kemi kërkesa për hapësira sa më të mëdha atëherë në këto raste lind kërkesa për përdorimin e sistemeve ramë – shtylla dhe traje si ne figurën 3.1



Fig 3.1 Sistem skeltor nga elemente e parafabrikuar

ku ndarjet e mbrendshme mund të bëhen në bazë të kërkesës së klientit, raste të tilla njihen si sistem skeletor i cili është i përbër nga shtyllat, trajet dhe pllakat, dhe nganjëherë edhe nga muret strukturore, të njëjta struktura mund të ndërtohen edhe nga betonet monlite dhe nga strukturat e çelikut, në vazhdim do të njohemi në përgjithësi për elemente nga betoni i parapërgatitur.

Në figurën 3.2 është paraqitur një struktur nga elementet përbërse nga betonet e parapërgatitura dhe vërehet se lidhjet janë si „nyje të mbërthyera” dhe kështu elementet horizontale pllakat, shkallët dhe traret mbështeten thjesht dhe nuk kanë nevoj të mbërthehen gjithmonë, në zonat sizmike ato lidhje duhet të bëhen të ngurta dhe shumë duktile, por sa i përket thjeshtësisë së dimensionimit dhe konstruksionit ajo është ende një zgjidhje e pa përcaktuar.

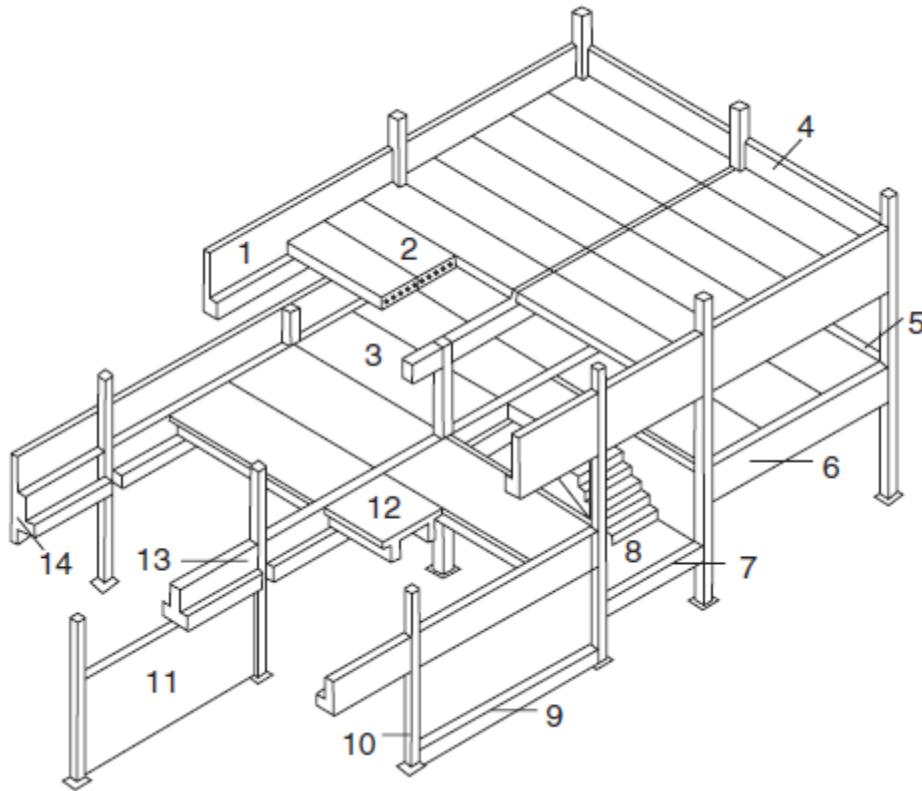


Fig 3.2 Elemente e parapërgatitura në një strukturë

1. Trau perimetrik me prerje tërthore L;
2. Pllakat e dyshemes të lehtësuara ;
3. Trau i mbrendshëm drejtkandësh ;
4. Trau perimetrik në form L;
5. Trau I perimetrik
- 6 Trau I perimetrik
- 7 Trau për mbështetjen e shkallëve;
8. Shkallët;
9. Themeli Shiritor;
10. Shtyllat ;
11. Muret ;
12. Pllakat e meskatit [2T];
13. Trau i përmbysur T;

Elementet vertikale [muret, shtyllat] mund të dimensionohen si e vazhdueshme për arsye se lidhjet e elementeve horizontale kanë vetëm mbështetje dhe kjo nuk paraqet ndonjë kërkesë të veçantë për analizë të ngurtësisë së ramit vetëm se gjatë dimensionimit të elementeve vertikale duhet të merret parasysh një moment shtesë i cili shkaktohet nga ekstreciteti. Ekstreciteti është distanca prej mbështetjes së elementeve horizontale deri te aksi i shtyllës apo murit. Elementet vertikale zakonisht mund të dimensionohen për lartësi të katit dhe të vendosen në secilin katë apo mund dimensionohen edhe si të gjata deri në 8m'.

Varësisht nga destinimi i objekteve paraqiten edhe kërkesat për hapësira të mëdha ose të vogla, psh te zyret dhe objektet që kanë zhvillim me pakicë kërkohet një distancë mes shtyllave nga 6 – 12 m' në vartësi të kërkesës dhe përdorimit të dyshemes, ndërsa te parkingjet shumë katëshe e që kemi një ngarkesë konstante të automjeteve distanca në mes shtyllave është deri në 16 m'. Ndërsa pjesa e jashtme perimetrike hapësirat në mes shtyllave mund të muratohen me blloka apo ndonjë element tjetër arkitektonik.

Pasi detyra projektuse i referohet kryesisht strukturave nga muret e parafabrikuara një zgjidhje të tillë e japim në shembullin në figurën 3.3. Te sistemet me mure të parapërgatitura muret janë mbajtëse dhe përcjellin ngarkesat në themele, por elementet horizontale si pllakat mbështetën vetëm në një drejtim si mangësi ose e metë e strukturave prej mureve të parapërgatitura është se ka më pak liri arkitektonike krahasuar me sistemet skeltore [Ramat].



Fig.3.3 Sistemet me mure dhe pllaka të lehtësuara në distancë 3.6 m'

Një strukturë prej mureve të parapërgatitura do të ishte më ekonomike nëse muret e jashtme janë të pajisur me izolim termik dhe një finalizim dekorativ në fabrik kjo do të mundësonte edhe një ndërtim sa më të shpejt.



Fig 3.3 Fasada në muret mbajtëse të parapërgatitura

Në figurën 3.4 është paraqit një tjetër shembull i mirë ku kemi një fasad në sistemet me mure mbajtëse të parapërgatitura. Zakonisht distanca në mes mureve mund të jetë deri në 6m' për hotelet, shkollat, zyret dhe shtëpit, dhe 10 – 15 m' për qendrat tregtare, duke pasur parasysh këto përshkrime për muret duket se janë mjaft të thjeshta por në fakt analiza e tyre është mjaft e komplikuar sepse muret në planë kanë një shtangësi të madhe ndërsa lidhjet në mes të mureve dhe dyshemeve janë mjaft fleksibile dhe kështu nga lëvizjet e mundshme diferenciale midis dyshemeve dhe mureve ka rezultuar një problem i madhë e që përdorimi i këtyre strukturave ka qenë deri 25 vjet ku pas kësaj periudhe kemi pasur dëmtim të ramit, të cilat janë te pranushme nga ana strukturore.

Një kategori tjetër e strukturave prej betonit të parapërgatitur janë edhe Hallat industriale ku kërkesa e hapësirave të lira është prej 25 – 40 m² zakonisht për mbulimin e këtyre hapësirave përdorim trajet me prerje tërthore I dhe T e që janë edhe me paranderje, zakonisht te këto objektet kanë etazhitet 1 kate, dhe kulmi i tyre bëhet me anë të ramave [traje – shtylla]. Dimensionimi në këto raste është më i thjeshtë vetëm se duhet pasur kujdes të lidhjet në mes shtyllave dhe trajeve ku për forca të mëdha mund të kemi plasaritje dhe kështu tek mbështetësit përdorim neoprene, po ashtu edhe elementet vertikale [shtyllat] duhen të dimensionohen nga momentet, lartësia më e madhe e shtyllave mund të arrijë deri në 8 m²

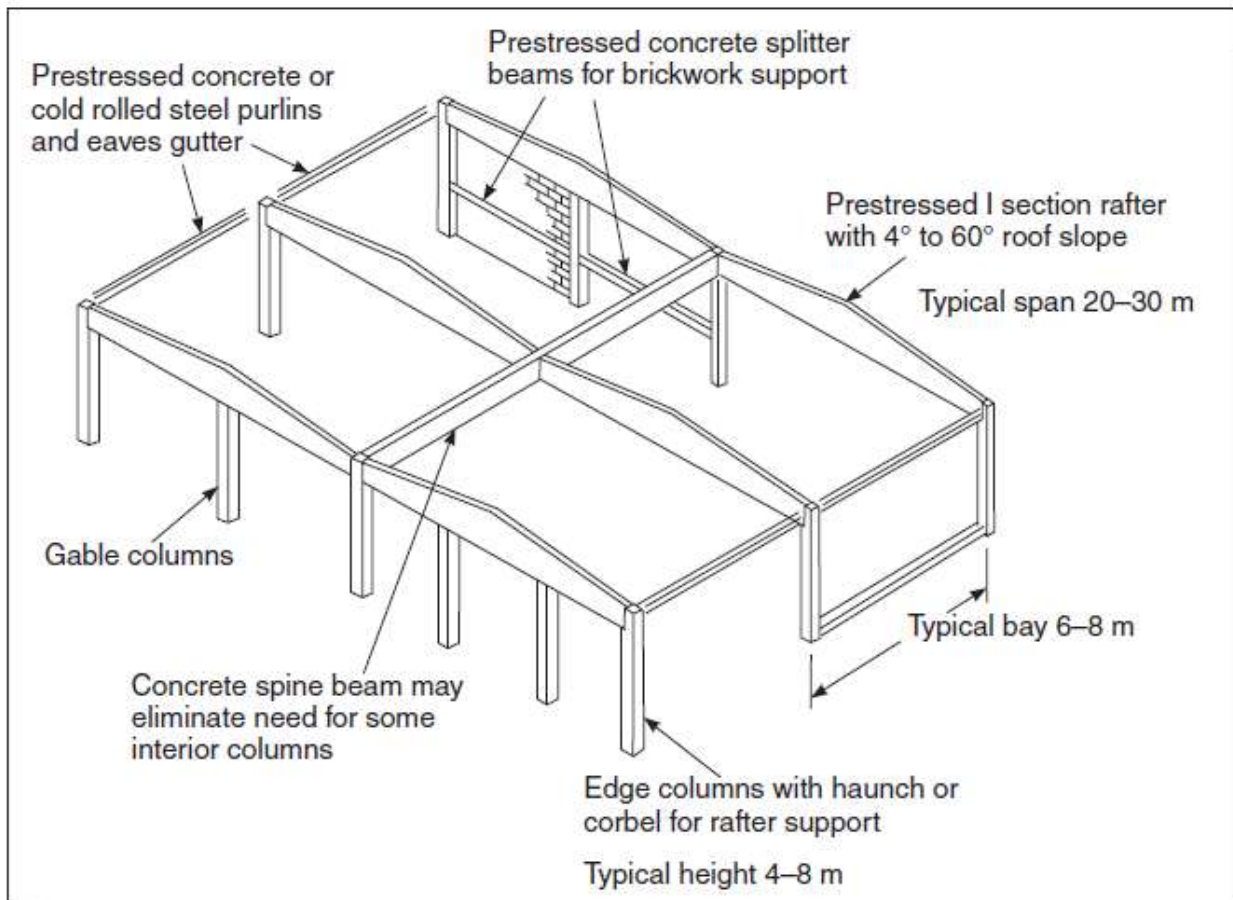


Fig 3.5 Karakteristikat e elementeve strukturore të parapërgatitura për objektet industriale .



Fig 3.6 Nje shembull i ndërtimit të një objekti me hapësira të mëdha prej elementeve të betonit të parapërgatitur

Në tabelën në vijim janë paraqitur tipet e sistemeve strukturore të cilat objekte mund të përdoren.

<i>Use of building</i>	<i>Number of storeys*</i>	<i>Interior spans (m)</i>	<i>Skeletal frame</i>	<i>Wall frame</i>	<i>Portal frame</i>
Office	2-20	6-15	✓		
	2-50	6-15		✓	
Retail, shopping complex	2-10	6-10	✓	✓	
Cultural	2-10	6-10	✓		
Education	2-5	6-10	✓	✓	
Car parking	2-10	15-20	✓		
Stadia	2-4	6-8	✓		
Hotel	2-30	6-8		✓	
Hospital	2-10	6-10		✓	
Residential	1-20	4-6		✓	
Industrial	1	25-40			✓
Warehouse with office	2-3	6-8	✓		
		25-40			✓

Në kornizën me ngjyrë blu kemi objektet që mund të përdoren sistemet me mure të parapërgatitura.

3.1 Dyshemet e parapërgatitura – pllakat

Dyshemeja prej betoni të parapërgatitur ofrojnë një zgjidhje ekonomike dhe të gjithanshme për dyshemetë. Në të gjithë botën, afërsisht gjysma e dyshemeve të përdorura në ndërtesat tregtare dhe shtëpiake janë prej betoni të parapërgatitur. Dyshemet prej betoni të parapërgatitur ofrojnë një avantazh të vendosjes në vepër ashtu edhe të kostos në krahasim me metodat tradicionale siç janë dyshemeja prej betoni të derdhur, çeliku-betoni dhe druri. Ekziston një gamë e gjerë e llojeve të dyshemeve në dispozicion për të dhënë më zgjidhje ekonomike për të gjitha ngarkesat dhe shtrirjet. Dyshemetë japin performancë maksimale strukturore me peshë minimale dhe mund të përdoren me ose pa veshje strukturore, përfundime jo-strukturore ose me dysheme druri të ngritura.

Dyshemetë prej betoni të parapërgatitur ofrojnë dy perparsi të:

1. prodhim jashtë vendit të njësisve me rezistencë të lartë, shumë të qëndrueshme; dhe
2. ngritje të shpejtë të dyshemeve me hapësirë të gjatë në vend.



3.1.1 Dyshemet e parapërgatitura

Në figurën 3.1.1 shihen dysheme të parapërgatitura me gjatësi 12 m, dhe gjerësi x 1,2 m, ku për vendosjen e tyre në vend nevojiten 10-15 minuta për 1 njësi ku në bazë të kësaj është ekuivalente që një hapësirë me dimensione të një fushe futbollli arrihet të mbulohet për 15 ditë. Këto njësi të veçanta quhen 'njësi dyshemeje me bërthamë të zbrazët', ose në Australi dhe SHBA quhen dërrasa me bërthamë të zbrazët.

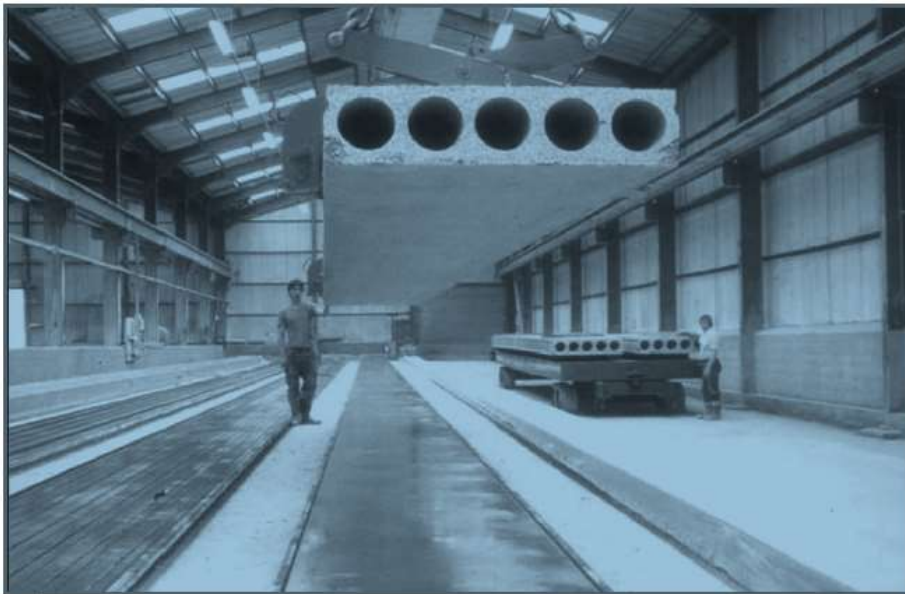


Fig 3.1.2

Në figurën 3.1.2 shihet një dysheme pas përgatitjes dhe largimi i saj nga kallëpet dhe këtu mund të vërehet dhe kuptojmë më mirë termin e dyshemeve me zbrastira. Karakteristik e saj është pesha vetjake pasi është dikun $\frac{1}{2}$ e peshës së një pllake të plotë me dimensione të njëjta. Kemi edhe dyshemet me zbrastira që kanë lartësi deri 730mm [fig3.1.3] me prodhues italian, por sipas disa raporteve kërkesat për një dysheme të tillë janë shumë të kufizuara, zakonisht zbrastirat në pllaka janë nga 150 – 300mm, ndërsa dimensionet e gjersive të dyshemeve janë prej 600-1200 mm. Lartësia e boshllëqeve nuk duhet të kalojë $h=50$ mm.



Fig.3.1.3 Dyshemet me lartësi 730mm

Trashësia minimale e fllanxhes varet nga thellësia e njësis h . Trashësia minimale e fllanxhes varet nga trashësia e përgjithshme e dyshemes e cila i referohet shprehjes $1.6\sqrt{h}$. Por sidoqoft kërkesa që duhet të plotësohet është që fllanxha e poshtme minimum të jetë 30 mm e trashë.

Një rast tjetër më specifik është rasti i një dyshemeje 2T me lartësi të prerjes 1.2m' dhe gjatësi deri në 39m' [fig3.1.4]. Profilin e prerjes tërthore është paraqitur në fig 3.1.5 ku prerja tërthore varion me një gjersi nga [2.4-3.0]m' dhe lartësi [40-120]m'.



Fig 3.1.4 Dyshemeja 2T në një qendër konferencash në SHBA

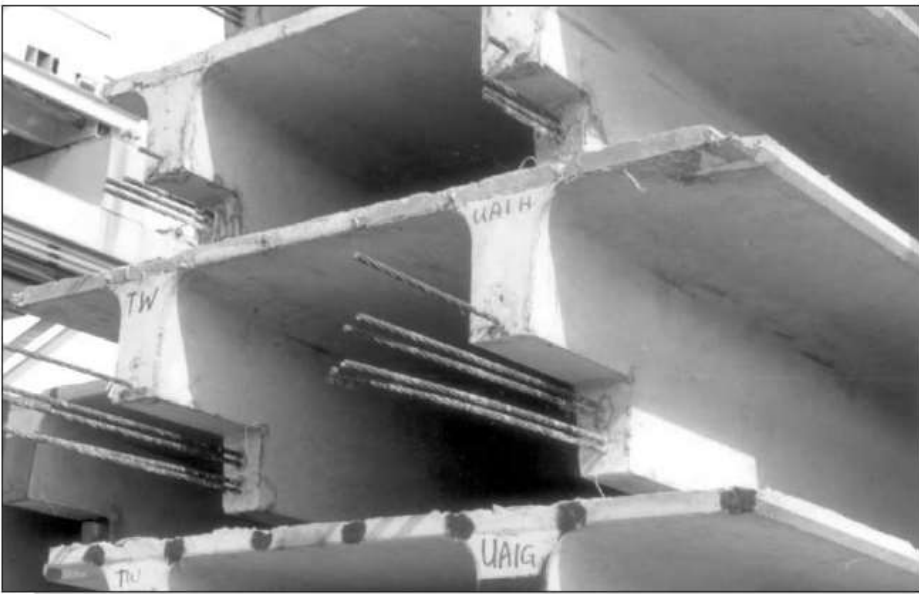


Fig 3.1.5 Prerja tërthore e dyshmeve 2T

Raporti i boshllëkut është rreth 70 %, duke lejuar që njësia të shtrihet në hapësira më të gjata dhe me peshë më të vogël për sipërfaqe sesa dyshemet me bërthamë të zbrazët. Por vendosja në vepër e këtyre njësive zvogëlon përfitimin e përgjithshëm të fituara nga shtrirja e madhe me peshë të vogël pasi këto njësi kërkojnë një përforsim shtes në strukturën e sipërme .

3.2 Trajet e Parapërgatitura

Trajat janë elemente kryesore horizontale të cilat pranojnë ngarkesat nga dyshemet dhe përcjellin ato tek elementet vertikale që janë shtyllat dhe muret, zakonisht trajet kanë një prerje tërthore të vogël dhe kanë aftësi mbajtëse në përkulje prej 300-800 kNm' dhe pranimin e forcave prerëse prej 100-500kN. Te elementet e parapërgatitur trajet duhen të pranojnë të gjitha ngarkesën që vjen nga dyshemet dhe kështu duhet të jenë rezistuese ndaj të gjitha kombinimeve të mundshme që sjellin konstruksioni i parapërgatitur, psh veprimi i momentit rrotullues do të jetë i pranishëm gjatë ndërtimit. Traret në përgjithësi ndahen në dy kategori ose dy tipe të cilat janë trajet e jashtme perimetrike dhe trajet e mbrendshme. Traret e mbrendshme zakonisht janë të ngarkuar me ngarkes në mënyrë simetrike që nënkuptojm se pllakat e dyshemes janë të mbështetura në të dy anët e traut dhe për këtë arsye prerja tërthore e traut është simetrike dhe rasti i traut simetrik është paraqitur në fig 3.1.

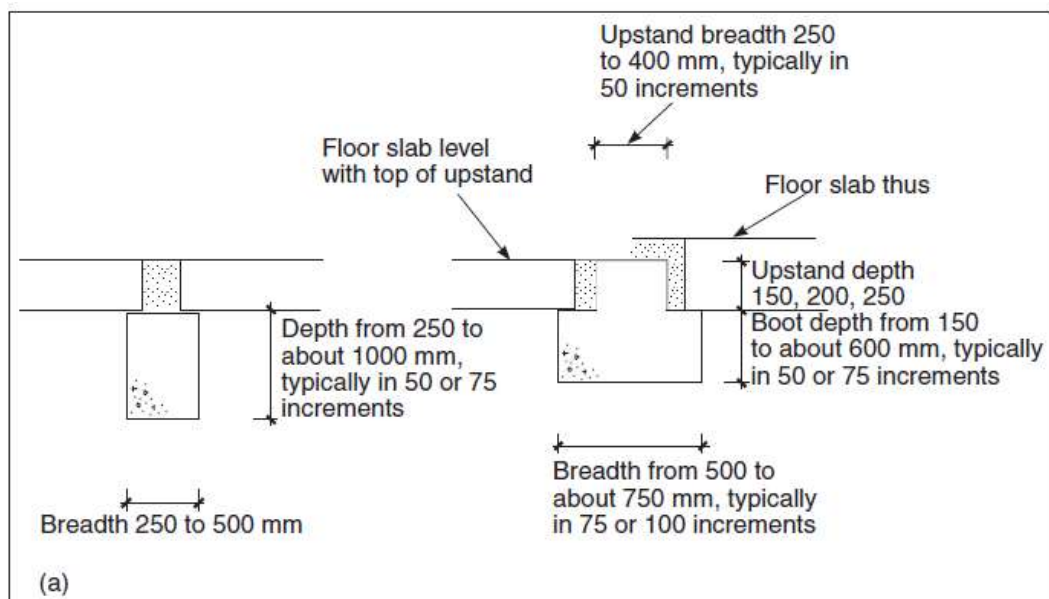


Fig 3.2.1 Karakteristikat e traut të përmbysur ,T'

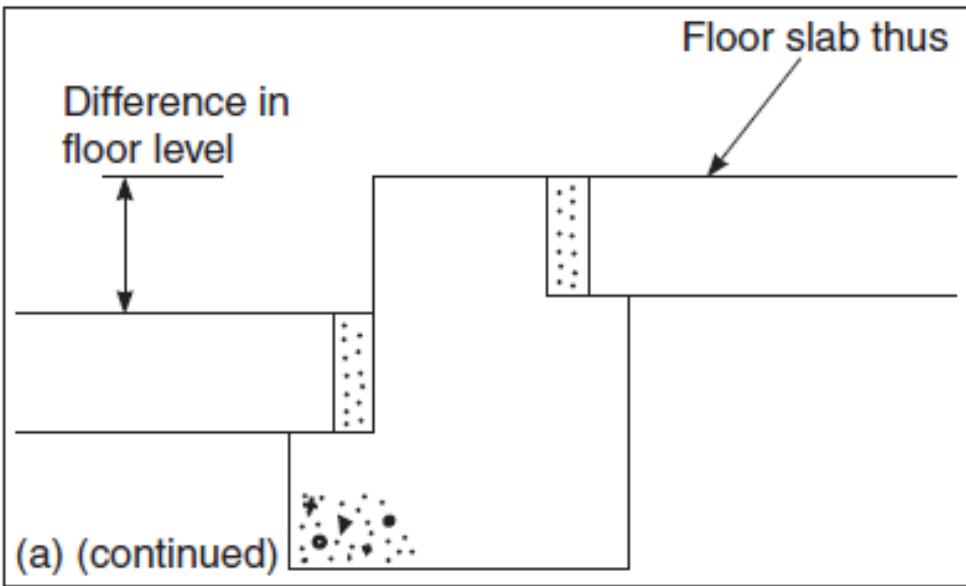
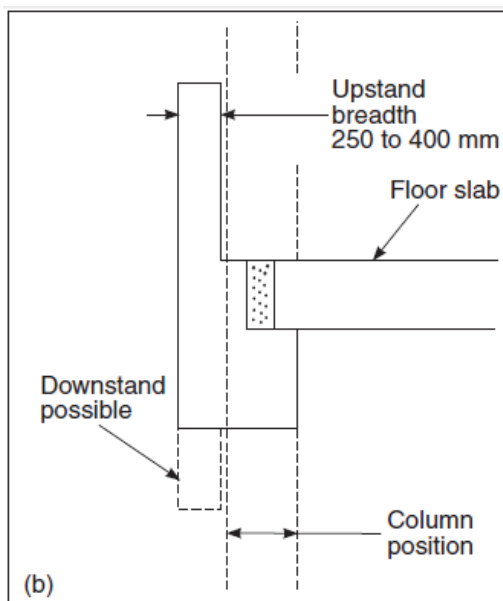


Fig 3.2.2 Trau simetrik me disnivele të dyshemeve

Trajat e mbrendshme prerjen tërthore e kanë të përmbysur në mënyrë që të krijohet një mbështetje për pllakat e dyshemeve, ndërsa trajet perimetrike prerjen tërthore e kanë në formë asimetrike ku edhe ngarkesat janë asimetrike që nënkuptojmë se pllakat e dyshemes mbështen vetëm në njërin anë të traut, forma e traut i ngjanë shkronjes [L] [5.1b] dhe njihet si Trau L e ky rast duhet të merret parasysh edhe momenti i torzionit pasi pllaka mbështet në briun e traut dhe jo në qendrën e traut, prerja e trajeve perimetrike mund të jetë edhe drejtkëndëshe.



3.2.3 Trau perimetrik L me ngritje

Dallojmë edhe trajet e larta perimetrike që zakonisht i hasim te parkingjet e makinave ku ato janë si pjesë e barrierës së goditjeve të mundshme nga makinat.

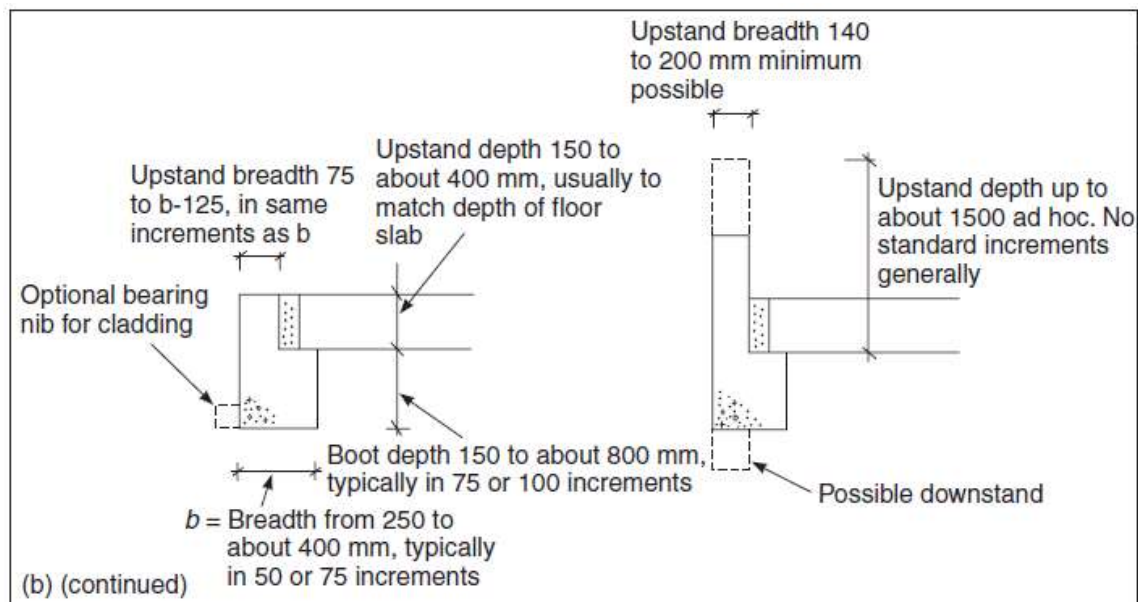


Fig 3.2.3 Karakteristikat e traut perimetrik

Ekzistojnë dy lloje të traut L:

Tipi I – te trajet e këtij tipi kanë një gjerësi të pragut prej 135 mm ku kjo përbëhet nga mbështetja minimale e pllakës prej 75mm dhe një hapësirë të pastër prej 50mm për lidhjen në punishte me anë të materialeve lidhëse fig [5.3a]. Dhe kështu gjerësia minimale e trajeve të tipit I është 300mm.

Tipi II- te trajet e këtij tipi kanë një gjerësi të pragut [për mbështetje të pllakave] rreth 75-100mm dhe kështu si tërsi minimale është rreth 250mm, ndërsa thellësia e mbështetjes do të jetë sa trashësia e pllakës plus thellësia minimale e ngritjes.

Projektimi i trajeve bazohet në parimet e zakonshme se a kemi beton të përforcuar apo beton të paranderur për ngarkesat e specifikuara dhe nga kushtet e mbështetjes. Kushtet e mbështetjes mund të jenë të thjeshta dhe mbështetje e vazhdushme ose kontinuale. Nyjet gjysmë të ngurta nuk janë miratuar përgjithësisht edhe pse egzistojnë disa të dhëna kërkimore, ndryshe nga strukturat monolite ku dimensionimi i nyjeve, ku nyjet dhe armatura janë projektuar për të përmbushur kërkesat e projektit. Dimensionimi dhe përcaktimi i prejeve tërthore dhe armaturës së nevojshme për traret në përgjithësi bëhet duke përdorur programe të thjeshta softwerike.

3.3 Shtyllat e parapërgatitura

Shtyllat e parapërgatitura janë elemente vertikale të cilat pranojnë forcat nga elementet horizontale dhe i bartin ato në themele, prerja tërthore e shtyllave është katrore ose drejtkëndëshe. Sidoqoftë ka shumë raste kur shtyllat që kanë forma të ndryshme përdoren edhe si pjesë e arkitekturës së jashtme të treguar psh në rastin e fig 3.3.1. Në figurën 3.3.1 është shtylla rrethore e cila ka gjatësin 12m', kjo shtyllë në fabrik është përgatitë në kallëpe horizontale dhe pastaj është ngrit në punishte, gjatësia e shtyllave mund të jetë e ndryshme varësisht nga kërkesa, por gjatësia më e gjatë e një shtylle mund të arrijë prej 12 – 18 m' në Europ, ndërsa në SHBA kemi raste kur shtyllat mund të kenë gjatësin 25-30 m'.



Fig 3.3.1

Nëse një shtyllë bashkohet në një vend ajo lidhje quhet bashkim, në figurën 3.3.2 është paraqitur rasti i një shtylle me gjatësi 25m' e cila është përdorur në një parking në Las Vegas , kjo gjatësi e shtyllës është e pranueshme nëse në punishte kemi një vinq me atë kapacitet ngritës prandaj është me e kuptueshme që të zvoglohet edhe gjatësia e tij në mënyrë që të kemi një peshë më të vogël vetjake. Prerja tërthore e shtyllave është e ndryshme zakonisht varet edhe nga trajtet lidhëse, zakonisht dimensionet minimale janë 25- 30 cm', ndërsa dimensionet maksimale nuk kanë ndonjë kufizim teorik, ndërsa raste më të shpeshta të



dimensioneve të mëdha të prerjës tërthore në praktikë janë 60 x120, në fabrikën e prodhimit shtyllat prodhohen në kallëpet horizontal. Armatura që mundet të përdoret te elementet vertikale minimalja është Ø12 edhe nëse me llogari kërkohet më pak dhe kjo për arsye që gjatë bartjes së shtyllave

fig 3.3.2 Shtyllat [L=25m']

nga fabrika në punishte të kemi një shtyllë të fort, ndërsa prej profileve më të mëdha është ajo Ø40. Forca karakteristike të mostrat kubike të betonit për elementet e shtyllave është 50N/mm², por pasi kërkohet një rezistencë më e madhe për shkak të bartjes së elementit të shtyllës nga fabrika deri në punishte kërkohet një klasë në intervalin 60-70 N/mm². Elementet vertikale [shtyllat] që vendosen në themelet gotë kanë një sipërfaqe kontaktuese të vrazhdë dhe kjo distancë është zakonishtë 1.5xb [b=gjersia e shtyllës], para betonimit të shtyllave përdoren aditiv për ngadalsimin e ngurtësimit të betonit për 24 h e para të përzirjes dhe kështu pjesa e vrazhdë e shtyllës krijohet në mënyrë mekanike duke bërë që të ekspozohet agregati i trashë pa shkaktuar dëmtime strukturore në shtyllë dhe kjo bëhet në sipërfaqen e shtyllës në një thellësi prej 5mm, kjo sipërfaqe e vrazhdë e shtyllës bëhet për qëllim të një lidhje më të mirë mes shtyllës dhe themelit.



Fig 3.3.3 Një shtyllë pas largimit të pahive

Karakteristika e bartjes së shtyllës nga fabrika e prodhimit në punishte

Demolimi ose largimi i shtyllave nga pahit bëhet në minimum pas 15-18 h, në ato kushte kur betoni fillon të ngurtësohet nën avull ose metoda të ngjashme të favorshme që forca në shtypje të betonit të arrihet minimum 20N/mm^2 . Pas largimit të kallëpeve shtyllat ngrihen duke e kapur në dy ose 4 pika të caktuara ku sforcimet në tërheqje janë minimale. Pikat e ngritjes janë zakonisht në $1/4 - 1/6$ e hapësirës nga të dy skajet e shtyllës sepse situata optimale për momentin e barabartë të uljes dhe përkuljes është vendi ku pika e ngritjes është $0.208L$ nga skajet e një gjatësi L siq tregohet në figurën 3.3.x

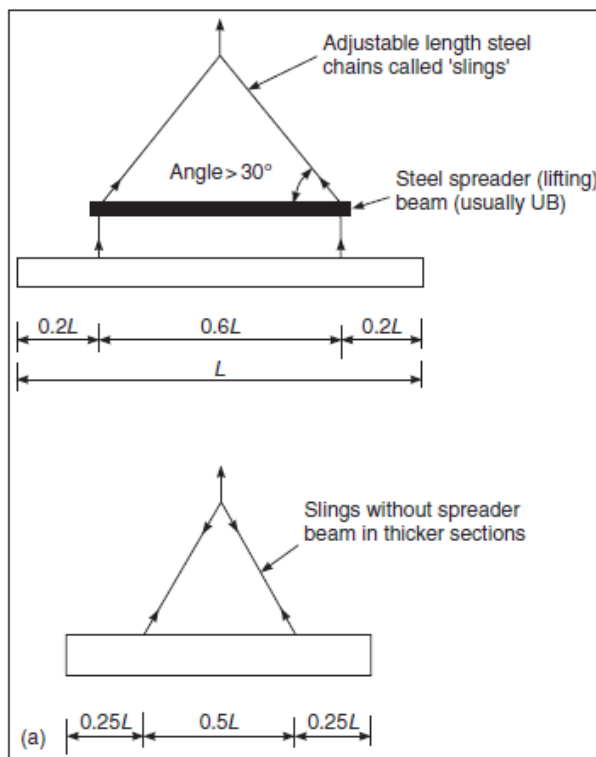


Fig 3.3.4 Karakteristika për pikat e bartjes

Në rast se kemi shtylla me prerje tërthore të vogël dhe gjatësi të madhe ku raporti mes $L/b > 50$, atëherë për bartje shtyllat duhet të kapen në 4 pika për shkak të devijimit të pa pranueshëm që mund të ndodhë në rastin e kapjes në 2 pika, kështu gjatë dimensionimit të elementeve, shtyllat duhet të dimensionohen për rastin e bartjes [për momentin e përkuljes] dhe ky dimensionim bëhet duke marr parasysh peshën vetjake të shtyllës.

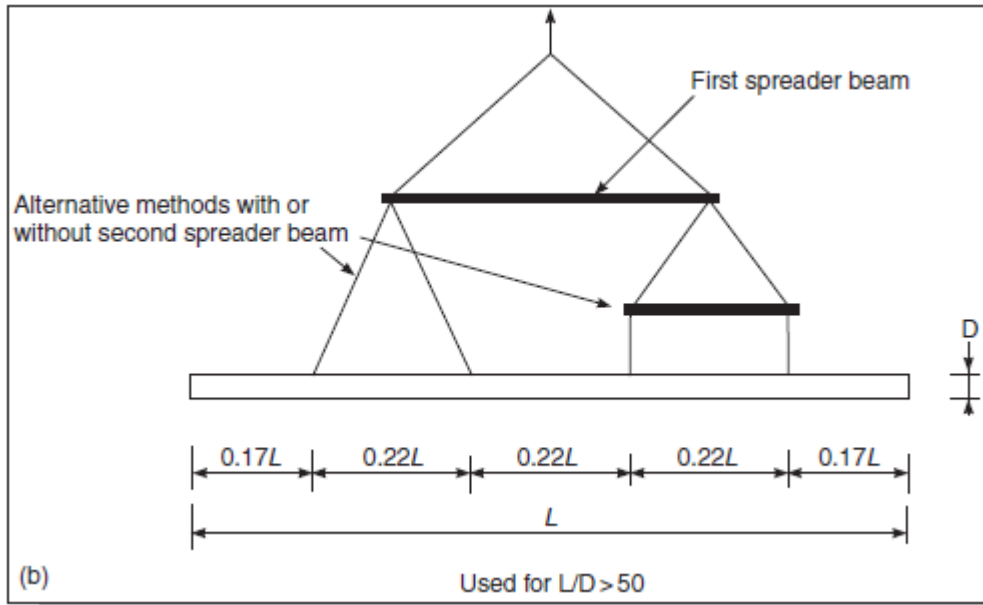


Fig 3.3.5 Shtyllat me 4 pika për bartje

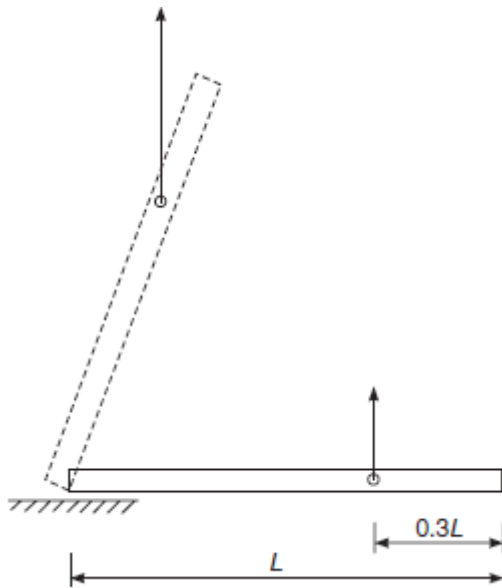


Fig 3.3.6 Pika e kapjes për pozicionim të shtyllës

3.4 Muret mbajtëse nga betoni i parapërgatitur

Meqenëse lartësia e nje strukture skeletore arrin një lartësi të caktuar zakonisht rreth 3 kate, nuk është e mundur që ngarkesat horizontale dhe vertikale të përcillen në themele përmes shtyllave. Kjo është përshkak të devijimit të rendit të dytë si dhe veprimit të ngarkesave të erës ku te elementet e lidhura kemi një ekstrencitet që shton një moment shtesë në shtyllë. Ndërsa shtyllat kanë për qëllim vetëm pranimin e forcës në shtypje dhe përcjelljen e saj në themel dhe jo pranimin e forcës horizontale. Në mënyrë që të eliminojmë momentet shtesë nga forcat horizontale në shtyllë atëherë përdorim mbajtës diagonal dhe kështu ajo forcë horizontale që vepron në shtyllë të absorbohet nga elementet diagonale si në fig 3.4.1. Disa nga mënyrat e absorbimit të forcës horizontale :

- Mureve mbajtëse të parapërgatitura BA [fig 3.4.1]
- Muret konsol të parapërgatitura BA [fig 3.4.2]
- Muret mbushëse me tulla [fig 3.4.3]
- Bërthama të parapërgatitura të betonit [fig 3.4.5]
- Mbajtës diagonal nga çeliku ose betoni i parapërgatitur [fig3.4.6]



fig 3.4.1 Muret mbajtëse të parapërgatitura

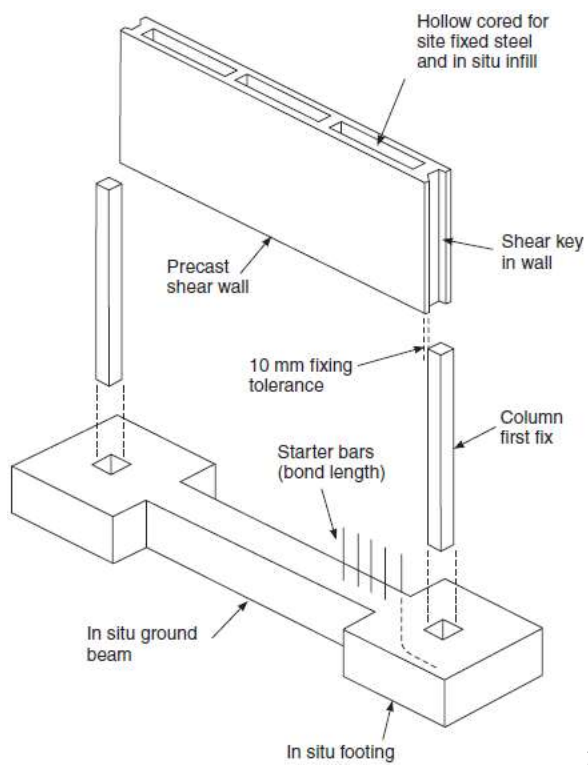


fig 3.4.2 Muri Konsoll i parapërgatitur



fig 3.4.3 Muret mbushëse prej tullave



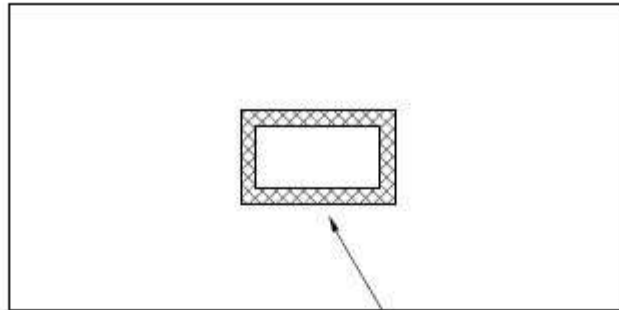
Fig 3.4.5 Muret bërthamë të parapërgatitura



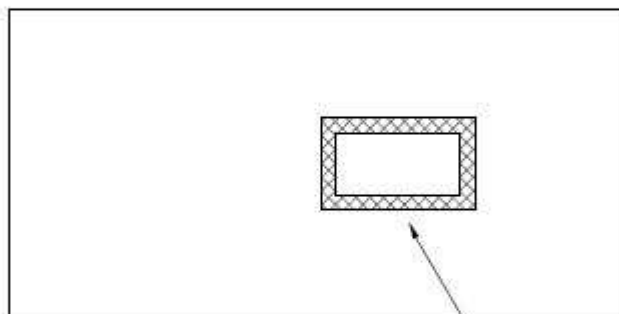
Fig 3.4.5 Mbjajtësit diagonal nga betoni ose çeliku

Gjatë projektimit supozohet se elementi diagonal do ti rezistoj gjithmonë forcës diagonale në shtypje dhe jo në tërheqje, por ky supozim nuk vlen për elementet diagonale prej çeliku. Në rast kur kemi ndryshim të veprimit të ngarkesës së erës disa nga elementet i nënshtrohen edhe forcës në shtypje dhe asaj në tërheqje. Prandaj pozicionimi i mureve dhe elementeve për pranimin e forcës horizontale duhet të bëhet në ato pozicione ku efektin e ka më të madhe, p.sh në skajet e strukturës ose në një zonë qendrore të strukturës. Një strukturë simetrike zvoglonë ndikimin rrotullues dhe kështu zvoglon edhe forcat prerëse në pllaka të dyshemes. Pllakat duhet që një pjesë të ngarkesës horizontale të përcjellin te elementet mbajtëse shtanguese. Më poshtë janë paraqitur disa pozicione të mureve në strukturë.

Pozicionimi i mureve ne struktur



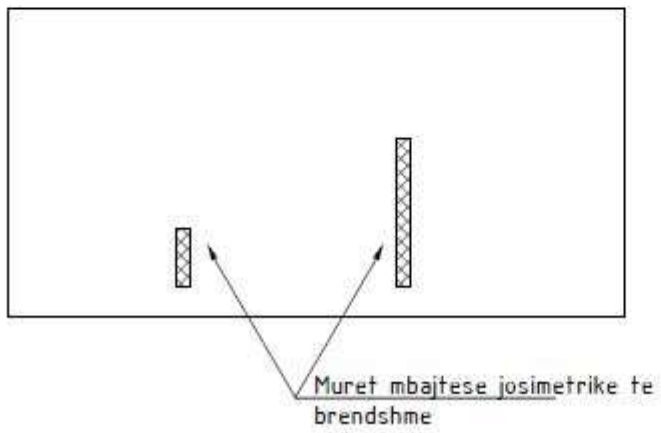
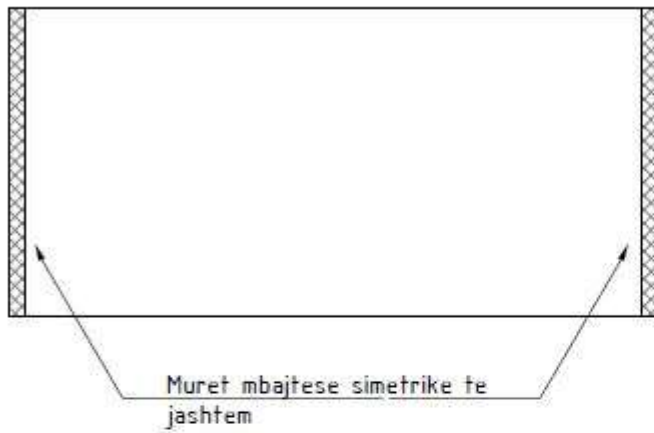
Berthama qendrore jepe efekt maksimal



Berthamat ekscentrike jane me pak efikase por jane te mundshme



Berthamat e jashtme simetrike jane shume efektive



4 Lidhjet

Projektimi dhe ndërtimi i nyjeve dhe lidhjeve është pjesa më e rëndësishme në strukturat e betonit të parafabrikuar. Qëllimi i tyre është të përcjellin forcat midis elementeve strukturorë dhe të sigurojnë stabilitet dhe qëndrueshmëri. Mund të ketë disa mënyra të ndryshme për të arritur një lidhje të kënaqshme, p.sh. lidhja me bulona, lidhja me saldim, por cilado metodë që përdoret duhet të jetë e thjeshtë dhe duhet të përcjellë mesazhe të qarta për operativën. Lidhjet nuk duhet të jenë të projektuar vetëm për t'i rezistuar funksionueshmërisë së aplikuar dhe ngarkesave përfundimtare, të cilat janë relativisht të thjeshta për t'u parashikuar dhe llogaritur, por ato duhet të jenë të përshtatshme në rastet e ngarkesave jonormale për shkak të zjarrit, goditjes, shpërthimeve, rënies, etj. Dështimi i nyjës në asnjë rrethanë nuk duhet të çojë në paqëndrueshmëri strukturore. Brenda një lidhje të vetme mund të ketë disa nyje përcjellëse të ngarkesave, dhe kështu së pari është e nevojshme të bëhet dallimi në mes nyjës dhe lidhjes. Përkufizimi i një 'lidhje' është veprimi i forcave (p.sh. forca tërheqëse, forca në shtypje, forcat prerëse) ose momentet (përkulja, rrotullimi) përmes një bashkësie që përfshin një (ose më shumë) ndërfaqe. Projektimi i lidhjes është pra një funksion i elementeve strukturorë dhe i nyjeve midis tyre. Kjo shpjegohet në Figurën 4) përveç veprimeve të forcave, projektimi i lidhjes duhet të marrë parasysh rreziqet e zjarrit, dëmtimin aksidental, efektet e ndërtimit të përkohshëm dhe mjeshtrinë e pasaktë dhe qëndrueshmërinë.

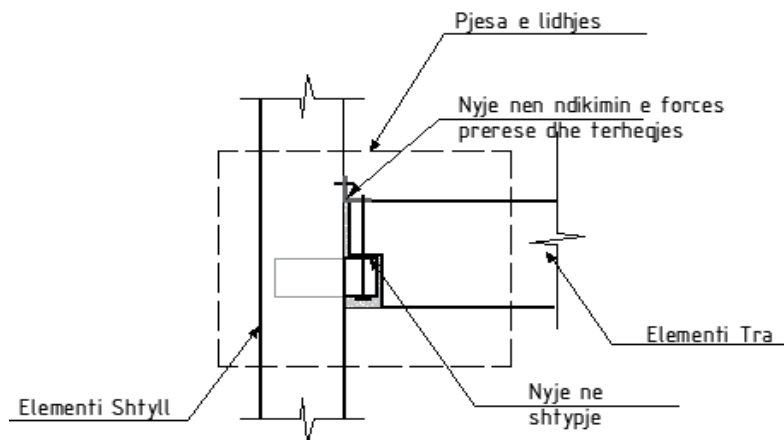


Fig 4) Definicioni i lidhjes dhe nyjes

Te elementet montazh të parapërgatitur prej betonit të armuar kemi këto raste të lidhjeve

- Lidhja e shtyllës me traun
- Lidhja e pllakës me traun
- Lidhja e pllakës me murin
- Lidhja e shtyllës me themel

Lidhja e shtyllës me traun

Te ky rast i lidhjes kemi dy varianta:

Varianti i I - Kur elementi vertikal [Shtylla] nuk ka ndërprerje përgjatë tërë gjatësisë së tij dhe elementet horizontale trajet janë të lidhura në të.

Varianti II – Kur elementi vertikal është i ndërprerë në kate gjatë ndërtimit dhe elementet horizontale trajet janë elemente kontinual që vazhdojnë mbi kokën e shtyllës.

Këto dy tipe të lidhjeve janë paraqitur në fig 4.1)

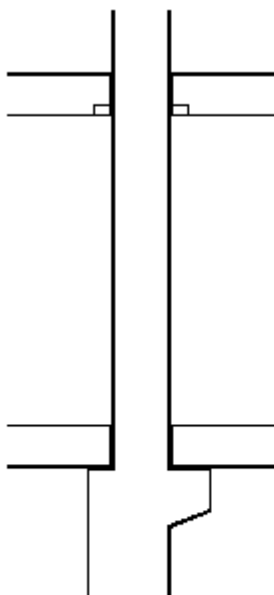


Fig 4.1) a) Kur elementi vertikal eshte i pa nderprer - Varianta I

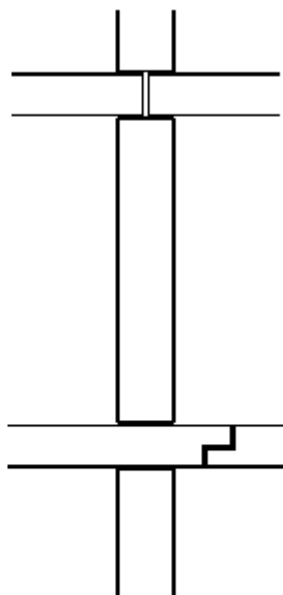


Fig 4.1) a) Kur elementi vertikal eshte i nderprer - Varianta II

4.1 Lidhja e pllakës me traun

Te lidhja e pllakës me traun dallojmë dy kategori të lidhjes

- lidhja në nyjet mbështetese
- lidhjet në nyjet gjatësore jo mbështetëse

Rasti i dytë është rasti kur muret dhe trajet shtrihen paralelisht me pllakën janë thelbësore për integrimin e ramës së parapërgatitura dhe si të tilla këto kanë rëndësi në nyjet kryesore lidhëse. Lidhja e pllakës – dyshemes me zbarstira dhe pllakës T janë lidhje si mbështetës i thjeshtë, pavarësisht lidhjes me fije të armaturës dhe shiritave të betonit të përforcuar në punishte. Dyshemet me zbarstira zakonisht mund të mbështeten direkt në beton, ndërsa jastikët mbajtës neoprani përdoren te dyshimet 2T. Disa nga llojet e lidhjes së pllakës me traun janë paraqitur në vizatime.

4.2 Lidhja e pllakës me murin

Lidhjet horizontale në muret mbajtëse ndodhin në nivelin e dyshemesë dhe themelit. Forcat kryesore në nyje janë për shkak të ngjeshjes vertikale nga panelet e katit të sipërme dhe forcat prerëse horizontale nga dyshemeja. Forcat tjera prej temperaturës, tkurrjes afatgjatë dhe zvarritjes, janë neglizhuar dhe pasi janë ngarkesa të vogla. Lidhjet në mbështetëset e murit kërkojnë detaje të kujdesshme, veçanërisht nëse njësitë e dyshemesë mbështeten brenda gjerësisë së mureve dhe ngarkohen me ngarkesë të madhe.

Ekziston një gamë e gjerë zgjidhjesh në dispozicion për formimin e këtyre nyjeve, duke ndryshuar nga një përdorim i gjerë i betonit në vend dhe çelikut të lidhur, deri te lidhjet e salduara të bëra midis pllakave të anketuara plotësisht, e para ofron integritet strukturor dhe duktilitet të shkëlqyer, ndërsa e dyta ofron qëndrueshmëri të menjëhershme të rames së parapërgatitur. Për këto arsye ndonjëherë përdoret një kombinim i të dyjave, i tillë që dizajni i bulonës ose saldimit duhet të plotësojë vetëm kushtet e qëndrueshmërisë së përkohshme. Disa raste të lidhjes së pllakës me murin janë paraqitur në vizatimet e mëposhtme.

4.3 Lidhja e shtyllës me themel

Lidhja e shtyllave me themel mund të bëhet në disa mënyra, disa nga këto mënyra janë:

- Lidhja e shtyllës me themelin gotë;
- Lidhja e shtyllës në pllakat bazë .

Në rastin e lidhjes së shtyllës në pllakën bazë është njëra ndër lidhjet me kosto më të lartë por kjo lidhje ka përparsi pasi që shtylla mund të stabilizohet menjëherë dhe të vendoset në pozicionin e saj në bulonat mbajtëse, ky lloj i lidhjes është i përshtatshëm në raste kur kemi kushtet e tokës së butë, ku mbështetja e përkohshme mund të mos siguroj stabilitet adekuat .

Lidhjet e bazave të shtyllave mund të projektohen si rezistente ndaj momenteve, projektusi ka zgjedhjen në varësi të kërkesave të përgjithshme të stabiliteti të rames. Në rastin e lidhjes së shtyllës me themelin gotë po ashtu kjo lidhje ka aftësi në pranimin e momentit . Se cilën nga këto metoda do të përdoret gjatë ndërtimit më shumë varet nga sasia e pllakave bazë që mund të prodhohen se sa vendimet strukturore.

4.4 Detajet e lidhjeve te elementeve strukturore

4.4.1 Lidhjet e shtylles me themelin

4.5 Detajet e lidhjeve te elementeve strukturore

-Lidhja e Shtylles me Themlin

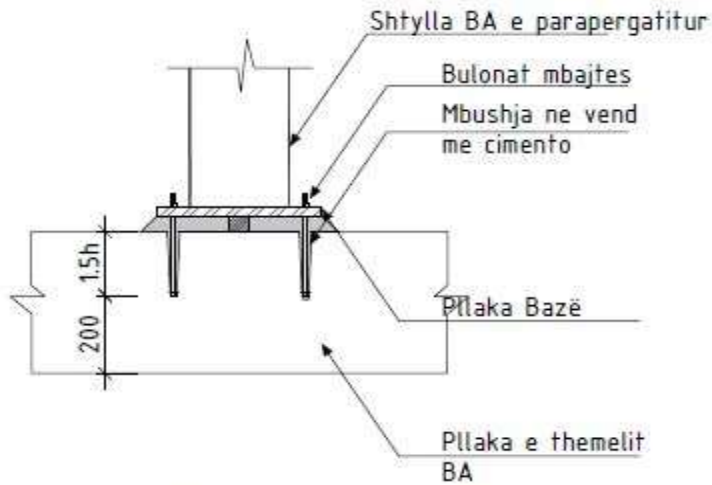


Fig a) Detali i Lidhjes se Shtylles me Pllaken e Themelit me ane te pllakes se celikut

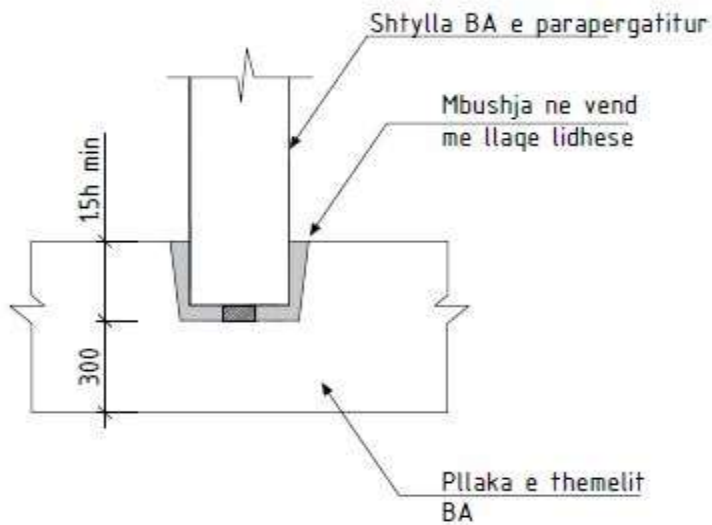


Fig b) Detali i Lidhjes se Shtylles me Themelin gote

4.4.2 Lidhja e shtylles me traun

-Lidhja e Shtylles me Traun

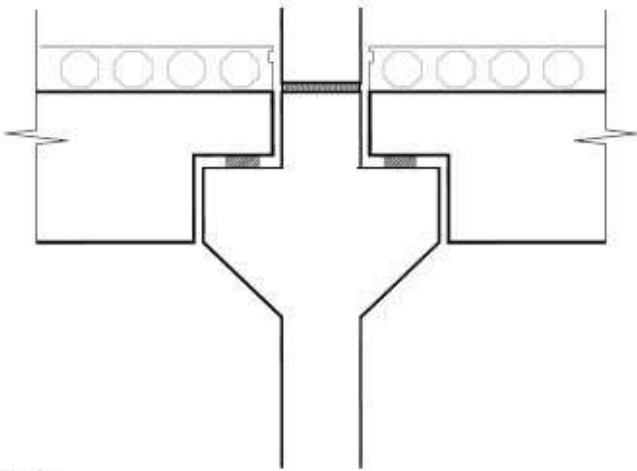


Fig a)

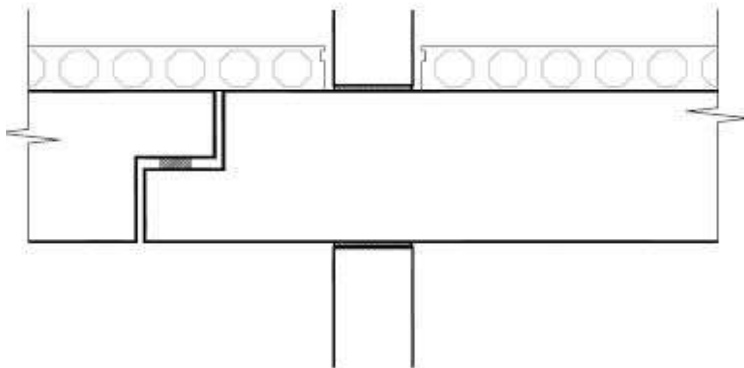


Fig b)

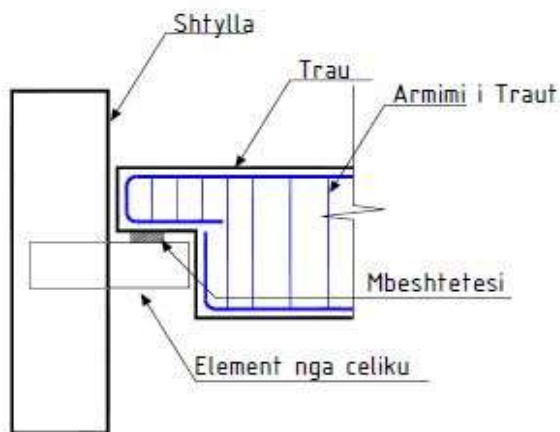


Fig c)

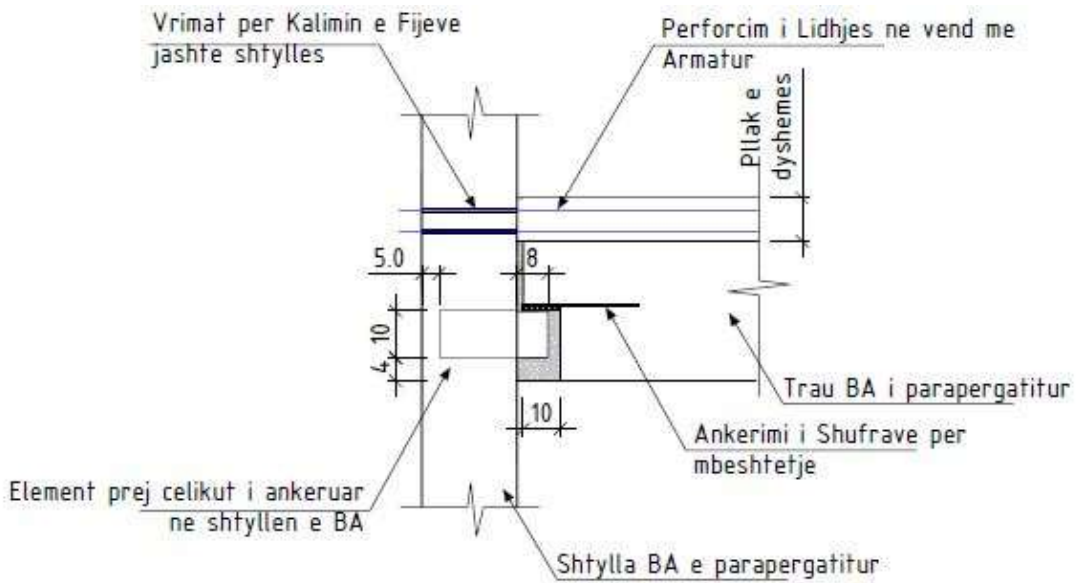


Fig d)

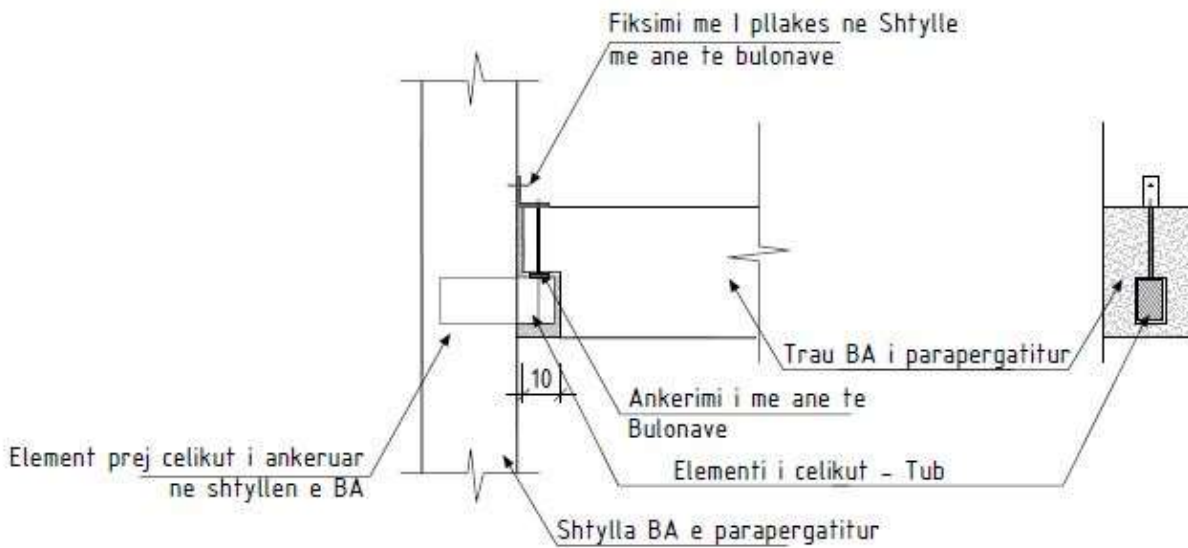


Fig e)

4.4.3 Lidhja e pllakes me traun

Lidhja e Pllakes me Traun

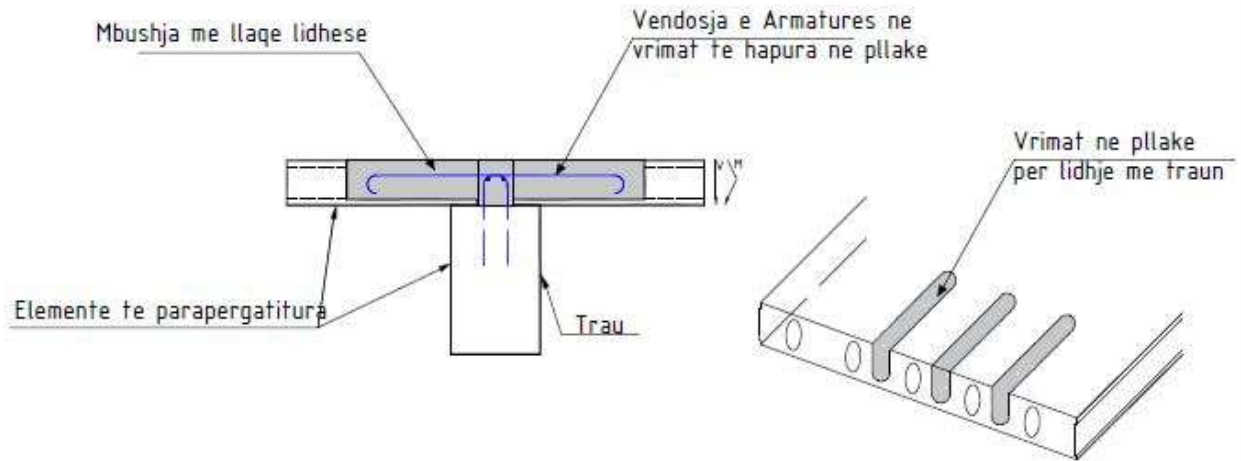


Fig a)

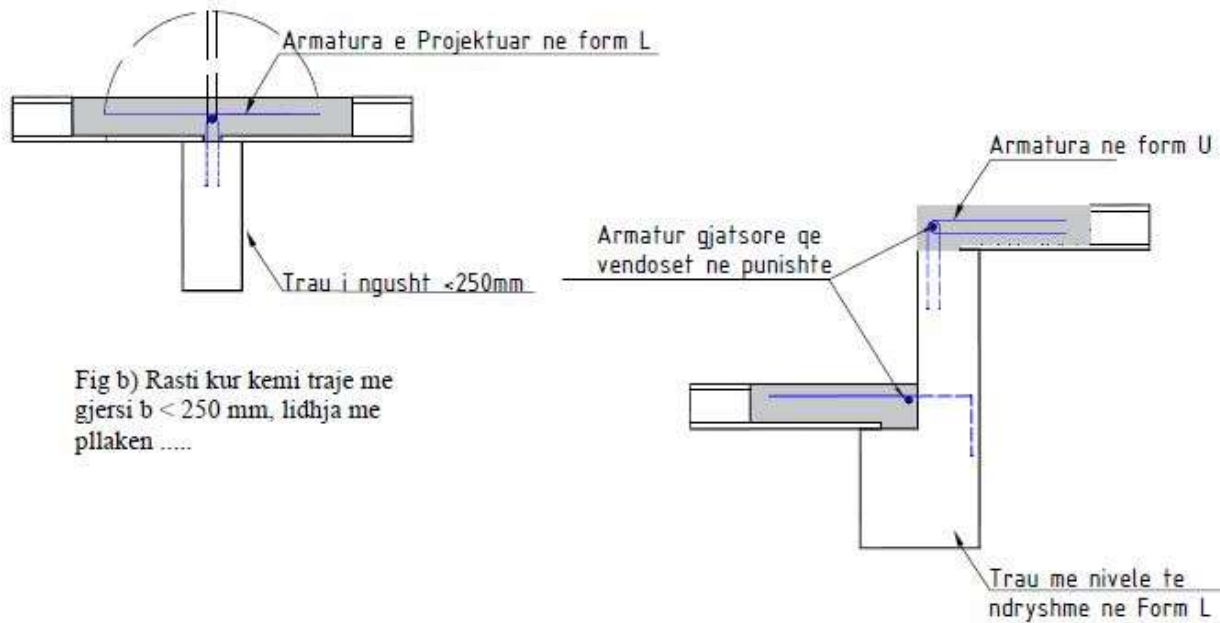


Fig b) Rasti kur kemi traje me gjersi $b < 250$ mm, lidhja me pllaken

Fig c) Trau me dy nivele ne form L

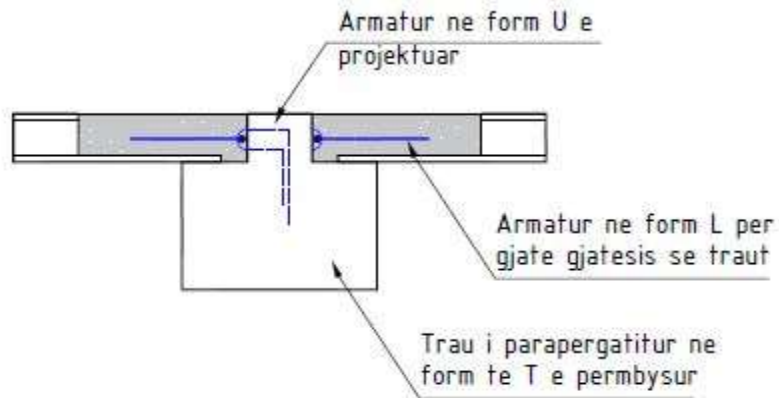


Fig d) Trau T e permbysur ku lidhja bahet ne te dy anet e traut

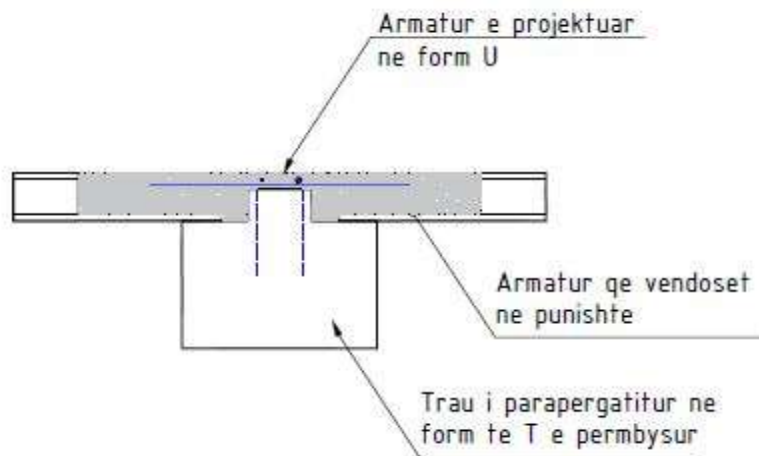


Fig d) Trau T e permbysur ku lidhja bahet edhe ne pjesen e sipërme pasi pllaka ka trashesi me te madhe se lartësia e traut

4.4.4 Lidhja e pllakes me muret mbajtese

Lidhja e Pllakes me Muret mbajtese



Fig a)

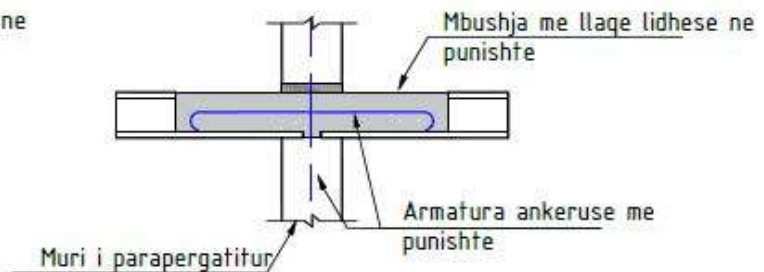


Fig b)

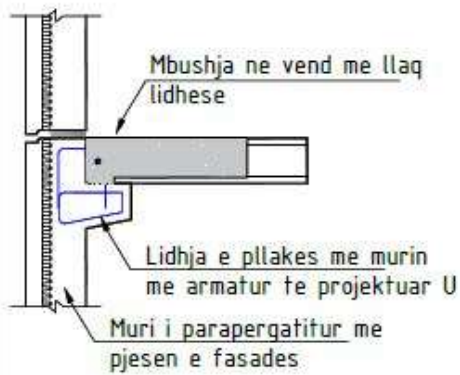


Fig c)



Fig d)

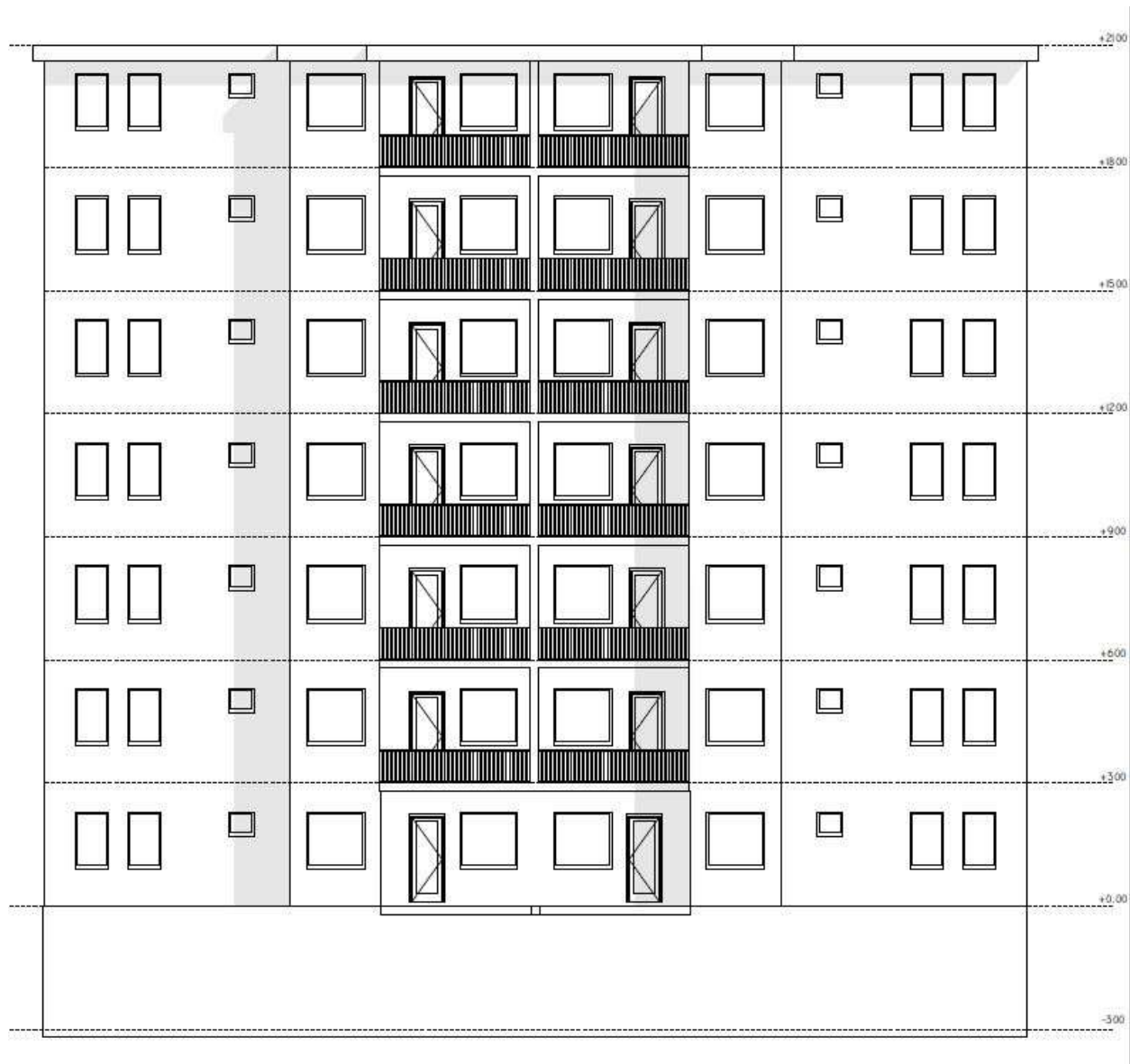


Fig 5.1.2 Fasda A-A

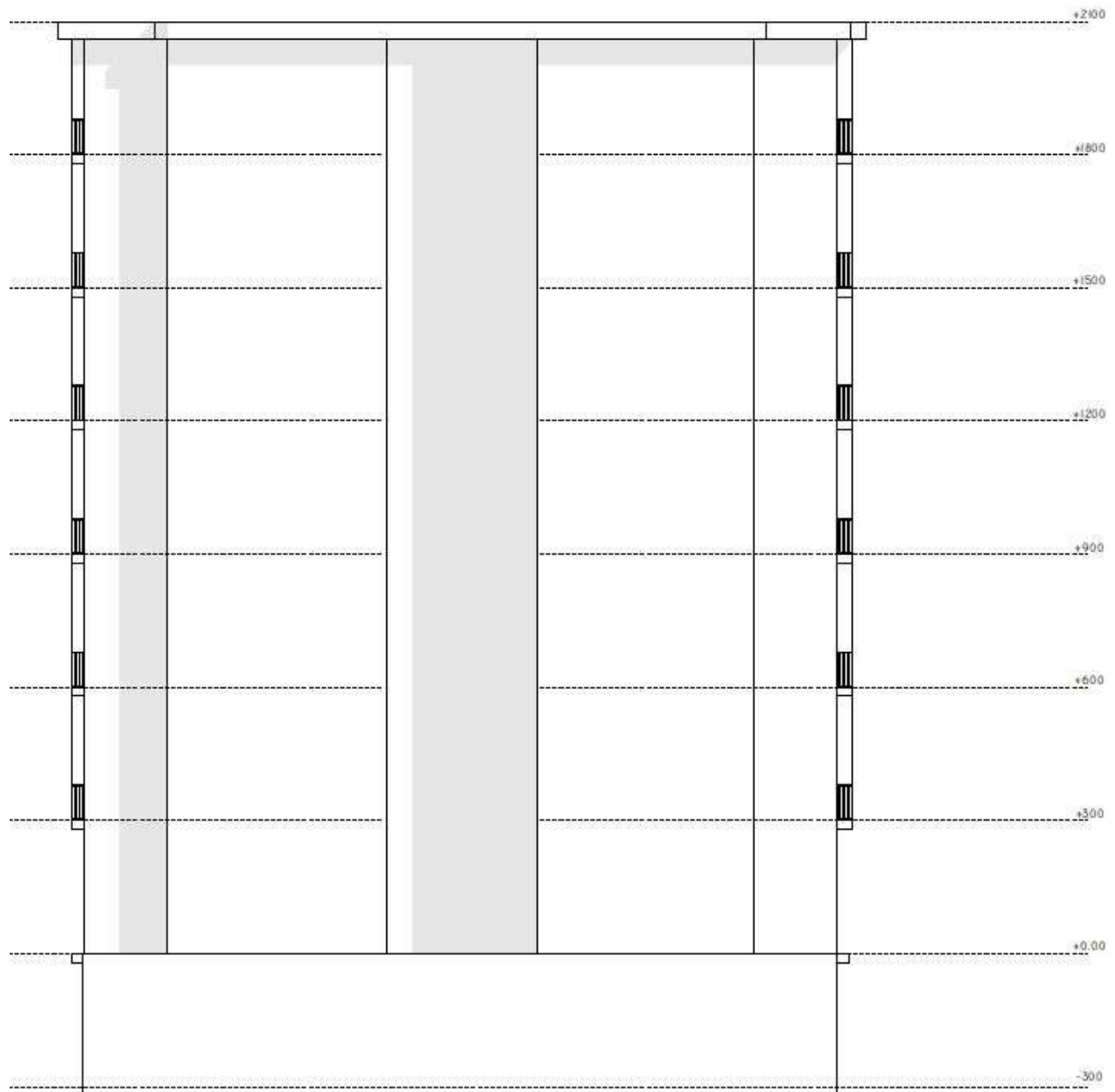


Fig 5.1.3 Fasda B-B

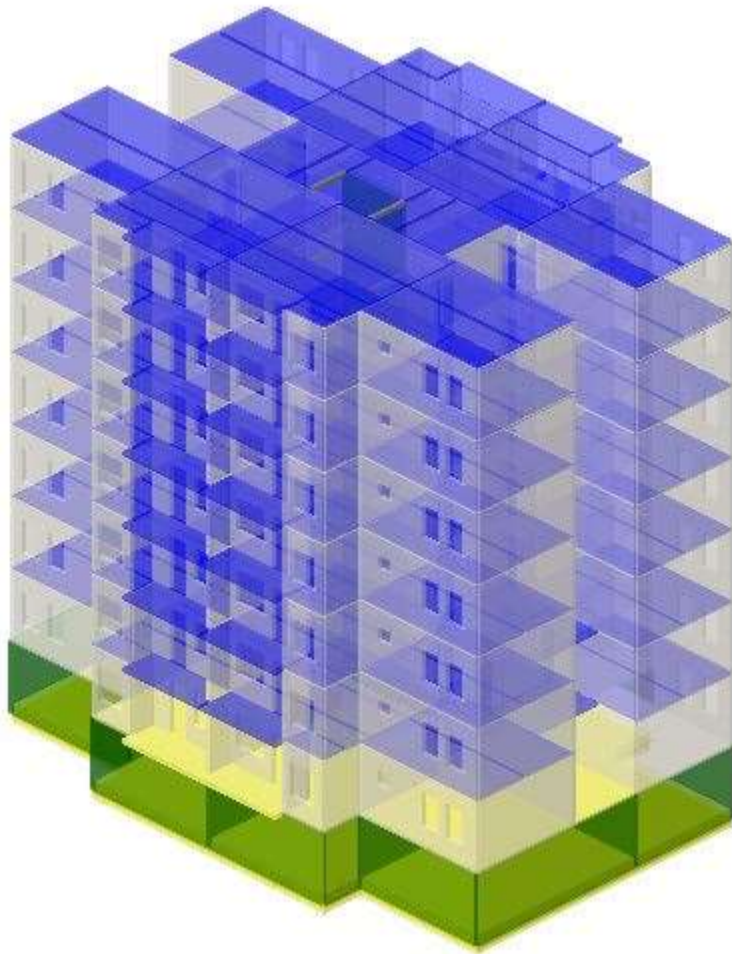


Fig 5.1.4. Dukja 3D e Objektit

6 Materliet

a) Betoni

Elementet strukturore jane te klases C 25/30 per elementet te betonuar ne punishte, ndersa per elementet e betonuar ne fabrik eshte supozuar klasa e betonit C 35/45. Ne tabelen me poshte jane paraqitur karakteristikat per keto dy klase te betonit .

f_{ck}	$F_{ck,kub}$	f_{ctm}	$f_{ctk,0.05}$	$f_{ctk,0.95}$	E_{cm}	Y_M
Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	GPa	
35	45	3.2	2.2	4.2	34	1.5
25	30	2.6	1.8	3.3	30.5	1.5

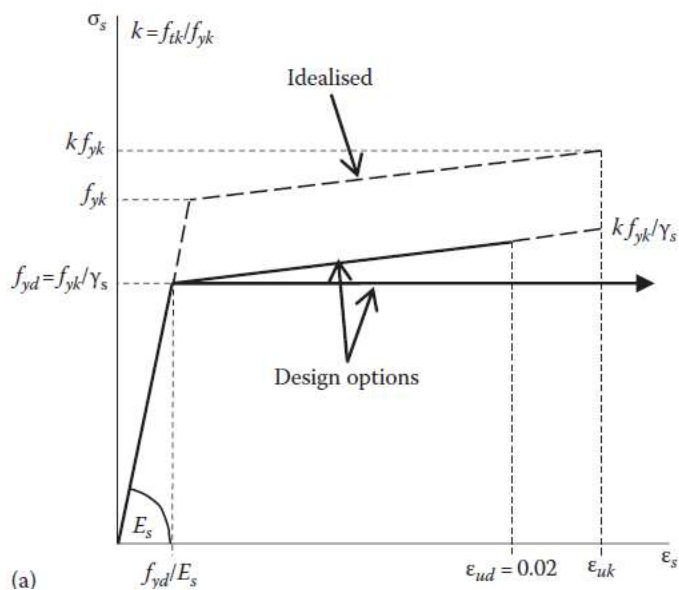
Tabela me larte paraqet klasen e fortesise se betonit, vlerat karakteristike te rezistences ne shtypje $f_{ck,kub}$ (ne cilinder), fortësin mesatare ne terheqje f_{ctm} dhe fortësin karakteristike te betonit ne terheqje f_{ctk} , Vlera e modulit te elasticitetit E_{cm}

b) Çeliku armues

Celiku armues qe eshte perdorur per projektim eshte marrë sipas EN 1992-1-1:2004, B500B, Profilet e armatures qe jane perdor jane profilet: Ø8, Ø12, Ø14, Ø16,

f_{yk}	$k=(f_t/f_y)_k$	E_{uk}	E_s
Mpa		(%)	GPa
500	1.10	5	200

Vetit e celikut armues te klases B500B



7 Analiza e Ngarkesave

Ne baze te vizatimeve arkitektonike dhe destinimit te objektit qe do te trajtohet duke u bazuar ne rregulloret e Eurocodit “EN 1991-1-2002 – Eurocod 1 – Veprimi i ngarkesave ne Strukturë

- Siperfaqet per banim – ngarkesa shfrytzuse

Kategoria A

	Sipas Ec1	Te pervetesuar
Dyshemet	2.0 kN/m ²	2.0 kN/m ²
Shkallet	3.0 kN/m ²	3.0 kN/m ²
Ballkonet	4.0 kN/m ²	4.0 kN/m ²

- Ngarkesat e perhershme

Ngarkesat e Perhershme

Pozicioni	Ngarkesa (g)
Pllaka e Bodurmit	1 kN/m ²
Pllaka e Nderkateve	1.8 kN/m ²
Pllaka e Kulmit	2.0 kN/m ²
Muret ndarese d=12 cm / H _{murit} = 2.80	5.30 kN/m'

*Ngarkesa e vetjake e te gjitha elementeve strukturore eshte marre parasyshe gjate llogaritjes se modelit me Softver Toëer 7

- Ngarkesat e perkoshme nga Era dhe Bora

Ngarkesat	
Era (ë)	0.7 kN/m ²
Bora (s)	1.0 kN/m ²

7.1 Kombinimet e ngarkesave

Kombinimi themelor i ngarkesave	1.35G+1.5Y _q Q+Y((ë), (s))
Kombinimet sizmike – Drejtimi X	1.0G + 0.3Q ± S _x
Kombimet sizmike – Drejtimi Y	1.0G + 0.3Q ± S _y

Ndikmet ne kuaderer te ngarkeses S_x perfshijn edhe 30% te ngarkeses S_y.

Efektet e veprimit per shkake te kombinimit te komponenteve horizontale te veprimit sizmik munde te llogariten duke perdorur kombinimet vijuse:

- $E_{Edx} + 0.3E_{Edy}$
- $0.3 E_{Edx} + E_{Edy}$

E_{Edx} – Perfaqeson efektin e veprimit sizmik ne drejtimin aksial X te struktures

E_{Edy} - Perfaqeson efektin e veprimit sizmik ne drejtimin aksial Y te struktures

Karakteristikat e te dhenave hyrese per analizen modale dhe sizmike

- Kategoria e dheut C
- Faktori i rendesis II
- Faktori i sjelljes $q=2.4$
- Shpejtimi sizmik 0.25g
- Efekti biaksial i veprimit te termetit 0.3
- Ngarkesa vetjake + perhershme per percaktim te mases $G'=100\%$
- Ngarkesat e Shfrytezushme per percaktimin e masës se ndertesës $Q'=40\%$

8 Analiza e Struktures

Analiza sizmike dhe modale e objektit eshte bere me ane te softverit – **Tower 7**, gjate analizes se struktures per elementet te parapergatitura qe kane mbeshtetje te lire apo nje lidhje jo te shtanget, elementet jane liruar nga ndikimet e forcave te momentit pra $M' = 0$, dhe jane trajtuar prej forces aksiale dhe asaj vertikale. Per dimensionimin e mureve te parapergatitura eshte perdorur softver – **Tekla Teds**. Forcat e fituara nga Modeli matematikor ne Toëer 7, jane perdorur si te dhena hyrese per llogaritjen e mureve montazh ne softëer **Tekal-Teds**.

Ne këtë tabel jane paraqitur vlerat e forcave Aksiale nga kombinimet me kritike, prej te cilave jane dimensionuar muret e parapergatitura per secilin kate si dhe vlerat e momenteve per pllake

Tabela 8.1 Forcat Aksiale ne Muret – Drejtimi X

Forca Aksiale ne Mure N [kN/m']			
Muret ne Aksin -X			
Niveli/Kati	Aksi A dhe F	Aksi B dhe E	Aksi C dhe D
Kati Perdhesë	517	390	610
Kati -I-			
Kati -II-	345	280	410
Kati -III-			
Kati -IV-	173	168	200
Kati -V-			
Kati -VI-	86	50	100

Tabela 8.2 Forcat Aksiale ne Muret – Drejtimi Y

Forca Aksiale ne Mure N [kNm/m']			
Muret ne Aksin -X			
Niveli/Kati	Aksi 1 dhe 5	Aksi 2 dhe 4	Aksi 3
Kati Perdhesë	467	1173	422
Kati -I-			
Kati -II-	312	704	280
Kati -III-			
Kati -IV-	156	235	140
Kati -V-			
Kati -VI-	70	120	60

Tabela 8.3 Forcat e Momentit ne elemente horizontale – Pllaka

Forca e Momentit ne Pllake [kNm'/m]				
Niveli/Kati	Forca e Momentit			
	Momneti ne Drejtimi - X-		Momneti ne Drejtimi - Y-	
	Mf	Mmb	Mf	Mmb
Themeli	202.85	245	185.11	165.48
Perdhesa	13.8	23.8	15.26	22.47
Kati 1	39.67	68.13	7.20	13.27
Kati 2	39.65	67.94	6.94	12.50
Kati 3	41.88	70.1	3.08	9.37
Kati 4	41.75	70.11	3.06	9.29
Kati 5	41.88	70.12	3.06	9.57
Kati 6	41.88	70.12	3.10	9.38
Kulmi	29.95	41.83	2.41	7.60

Formulat e perdoruara per dimensionimin e elementeve horizontale – Pllakat :

- E_c - moduli i elasticitetit te betonit
- E_s - moduli i elasticitetit te qelikut
- b - gjersia e prerjes terthore drejtëkëndeshe
- d - lartesia statike e prerjes drejtëkëndeshe
- $h=d+d_1$ - lartesia statike e elementit
- d_1 – shtresa mbrojtese e armatures ne zonene terhequr
- A_{sl} – sipërfaqja e armatures ne zonene e terhequr
- A_{s1} – sipërfaqja e nje armatures
- K_d – koficienti i lartesis statike
- f (%) - perqindja e armimit
- m (%) - koficienti i aftesis mbajttese
- k_z - koficienti i krahut te forcave te brendshme
- k_x - koficienti i pozites se aksit neutral
- M_{mb} - Momenti veprues ne mbeshtetes
- M_f - Momenti veprues ne fushe
- f_{yd} - rezistenca llogaritese e celikut
- f_{cd} - rezistenca llogarites se betonit ne shtypje
- γ_s - koficienti parcial i qelikut = 1.15
- γ_c - koficienti parcial i betonit = 1.5
- α - koficienti parcial i beonit 0.85

Caktimi i koficientit te lartesis statike

$$k_d = \frac{k_d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b * a * f_{cd}}}}$$

Caktimi i sasis se armatures

$$A_{sl} = \frac{M_{sd}}{k_z * d * f_{yd}}$$

$$A_{sl} = \frac{f * b * d * f_{cd}}{100 * f_{yd}}$$

Caktimi i hapit te armatures

$$S = \frac{A_{s1}}{A_{sl}} * b$$

Dimensionimi i murit nga veprimet sizmike – Analiza Sizmike

Shprehjet per dimensionimin e murit nga veprimet sizmike,

-Percaktimi i forces prerese ne baze

$$F_b = S_d(T_1) * W_t * \lambda \quad \text{ku :}$$

$S_d(T_1)$ - ordinata e spektrit projektues

W_t - masa e pergjithshme e objektit shprehur në kN

λ - faktor korigjues vlera e të cilit meret :

$\lambda = 0.85$ për $T_1 \leq 2T_c$ dhe objekti ka më shumë se dy kate

$\lambda = 1.0$ për raste tjera

Percaktimi i forces ne kate:

$$F_i = F_b \frac{z_i * m_i}{\sum z_j * m_j}$$

Percaktimi i forces horizontale ne fundin e murit

$$V_{ED} = F_1 + F_2 + \dots + F_n$$

Momenti i pergjithshem ne fundin e murit

$$M_{ED} = F_1 * Z_1 + F_2 * Z_2 + \dots + F_n * Z_n$$

Forca normale te cilen e pranon murit

$$N_{Ed} = b * L * h * Y_b$$

Karakteristika e murit

$$b_w \geq \max \begin{cases} 0.15m \\ \frac{h_s}{20} \end{cases} = 0.15l_w$$

$$l_c \geq \max \begin{cases} 1.5b_w \\ x_u(1 - 0.0035/\varepsilon_{cu2,c}) = \dots \end{cases}$$

Dimensionimi i Murit ne perkulje

$$M_{Eds} = M_{Ed} + N_{Ed} \left(\frac{l_w}{2} - d_1 \right)$$

Përcaktimi i sasis se armatures

$$A_{sl}^{req} = \frac{M_{Eds}}{0.8 * d * f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$$

$$v_{sd} = \frac{N_{Ed}}{b * l_w * f_{cd}}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{Ed}}{b * l_w^2 * f_{cd}}$$

$$A_s^{tot} = A_{s1} + A_{s2} = \omega_{tot} * \frac{b * l_w}{f_{yd}/f_{cd}}$$

$$A_{s1} = A_s^{tot}/2$$

Dimensionimi nga forca horizontale prerëse

Verifikimi i diagonales se shtypur

a) jashte rajonit kritik

$$V_{cw} \alpha_{cw} (cot \theta + tan \theta)_{Rd,max}$$

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$z = 0.8l_w$$

$$v_1 = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0.54$$

$$cot \theta = tan \theta = 1.0$$

b) ne rajonin kritik

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s & \text{për } n \leq 6 \text{ kate} \\ 2h_s & \text{për } n \geq 7 \text{ kate} \end{cases}$$

Verifikimi i diagonales se terhequr

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} * l_w} < 2.0$$

Verifikimi i shufrave horizontale te murit

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75 \rho_h * f_{yd,h} * b_{w0} * \alpha_s * l_w$$

Rezistenca në prerje e betonit është:

$$V_{rdc} = [C_{rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho_1 * f_{ck}} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

$$C_{rdc} = \frac{0.18}{\gamma_c} \quad ; \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2.0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w * d} < 0.02$$

A_{sl} - Armatura vertikale e tërhequr në mur, është supozuar $\varnothing 12/20$ në dy anët

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_w} = \frac{N_{Ed}}{b_w * l_w} < 0.2 f_{cd}$$

Minumumi është:

$$V_{RD,C} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) * b_w * d$$

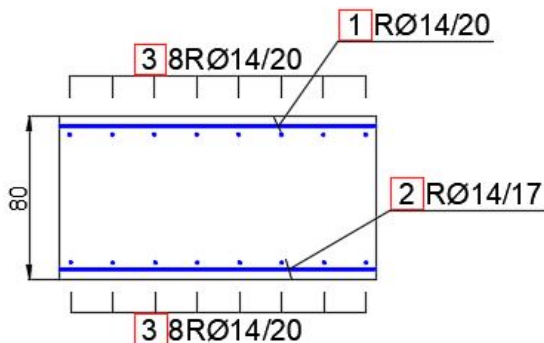
$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$$

Dimensionimi i Pllakes se Themelit - Drejtimi X-

Dimensionimi ne Fushe	
h [cm]	80
d = h-d1 [cm]	74.3
d1[cm]	5.7
kd	6.209
Mf [kNm]	202.85
$f_{ck}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	2.5
$f_{cd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.67
$\gamma=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.50
$f_{yk}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	50
$f_{yd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	43.478
$\gamma_s=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.15
Co[cm]	5
$\varnothing_{sup}[\text{cm}]$	1.4
$0.85 \cdot f_{cd} =$	1.417
kz	0.974
b[cm]	100

Asl [cm ²]	6.45
$\varnothing_{per}[\text{cm}]$	1.4
s [cm]	21.72
Aslprov [cm ²]	7.00
Sperv [cm]	20.00

OK



Dimensionimi ne Mbeshtetes	
h [cm]	80
d = h-d1 [cm]	74.3
d1[cm]	5.7
kd	5.650
Mmb [kNm]	245
$f_{ck}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	2.5
$f_{cd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.67
$\gamma=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.50
$f_{yk}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	50
$f_{yd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	43.478
$\gamma_s=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.15
Co[cm]	5
$\varnothing_{sup}[\text{cm}]$	1.4
$0.85 \cdot f_{cd} =$	1.417
kz	0.971
b[cm]	100

Asl [cm ²]	7.81
$\varnothing_{per}[\text{cm}]$	1.4
s [cm]	17.92
Aslprov [cm ²]	8.00
Sperv [cm]	17.50

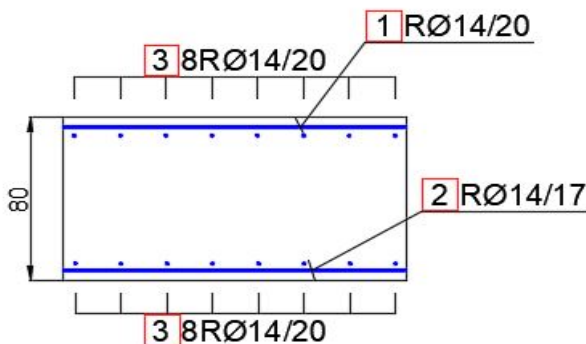
OK

Dimensionimi i Pllakes se Themelit - Drejtimi Y-

Dimensionimi ne Fushe	
h [cm]	80
d = h-d1 [cm]	72.9
d1[cm]	7.1
kd	6.379
Mf [kNm]	185
$f_{ck}=[kN/cm^2]$	2.5
$f_{cd}=[kN/cm^2]$	1.67
$\gamma=[kN/cm^2]$	1.50
$f_{yk}=[kN/cm^2]$	50
$f_{yd}=[kN/cm^2]$	43.478
$\gamma_s=[kN/cm^2]$	1.15
Co[cm]	5
$\varnothing_{sup}[cm]$	1.4
0.85*fcd=	1.417
kz	0.974
b[cm]	100

Asl [cm ²]	5.99
$\varnothing_{per}[cm]$	1.4
s [cm]	23.36
Aslprov [cm ²]	7.00
Sperv [cm]	20.00

OK



Dimensionimi ne Mbeshtetes	
h [cm]	80
d = h-d1 [cm]	72.9
d1[cm]	7.1
kd	6.755
Mmb [kNm]	165
$f_{ck}=[kN/cm^2]$	2.5
$f_{cd}=[kN/cm^2]$	1.67
$\gamma=[kN/cm^2]$	2
$f_{yk}=[kN/cm^2]$	50
$f_{yd}=[kN/cm^2]$	43.478
$\gamma_s=[kN/cm^2]$	1
Co[cm]	5
$\varnothing_{sup}[cm]$	1.4
0.85*fcd=	1.417
kz	0.976
b[cm]	100

Asl [cm ²]	5.33
$\varnothing_{per}[cm]$	1.4
s [cm]	26.25
Aslprov [cm ²]	7.00
Sperv [cm]	20.00

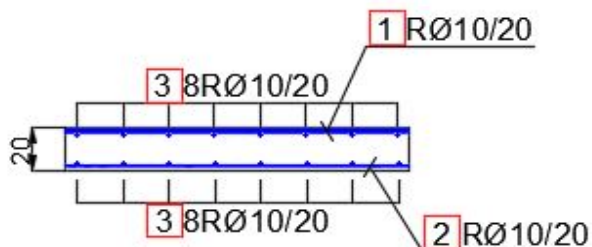
OK

Dimensionimi i Pllakes se Perdheses- Drejtimi X-

Dimensionimi ne Fushe	
h [cm]	20
d = h-d1 [cm]	17
d1[cm]	3
kd	5.447
Mf [kNm]	13.80
$f_{ck}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	2.5
$f_{cd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.67
$\gamma=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.50
$f_{yk}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	50
$f_{yd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	43.478
$\gamma_s=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.15
Co[cm]	2.5
$\varnothing_{sup}[\text{cm}]$	1.0
$0.85 \cdot f_{cd} =$	1.417
kz	0.969
b[cm]	100

Asl [cm ²]	1.93
$\varnothing_{per}[\text{cm}]$	1.0
s [cm]	51.90
Aslprov [cm ²]	5.00
Sperv [cm]	20.00

OK



Dimensionimi ne Mbeshtetes	
h [cm]	20
d = h-d1 [cm]	17
d1[cm]	3.00
kd	4.148
Mmb [kNm]	23.79
$f_{ck}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	2.5
$f_{cd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.67
$\gamma=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.50
$f_{yk}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	50
$f_{yd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	43.478
$\gamma_s=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.15
Co[cm]	2.5
$\varnothing_{sup}[\text{cm}]$	1.0
$0.85 \cdot f_{cd} =$	1.417
kz	0.9
b[cm]	100

Asl [cm ²]	3.58
$\varnothing_{per}[\text{cm}]$	1
s [cm]	27.96
Aslprov [cm ²]	5.00
Sperv [cm]	20.00

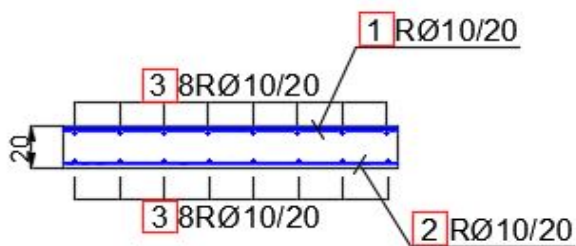
OK

Dimensionimi i Pllakes se Perdheses - Drejtimi Y-

Dimensionimi ne Fushe	
h [cm]	36
d = h-d1 [cm]	31.7
d1[cm]	4.3
kd	9.659
Mf [kNm]	15.26
$f_{ck}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	2.5
$f_{cd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.67
$\gamma=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.50
$f_{yk}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	50
$f_{yd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	43.478
$\gamma_s=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.15
Co[cm]	2.5
$\varnothing_{sup}[\text{cm}]$	1.2
$0.85 \cdot f_{cd} =$	1.417
kz	0.984
b[cm]	100

Asl [cm ²]	1.13
$\varnothing_{per}[\text{cm}]$	1
s [cm]	88.87
Aslprov [cm ²]	5.00
Sperv [cm]	20.00

OK



Dimensionimi ne Mbeshtetes	
h [cm]	36
d = h-d1 [cm]	31.7
d1[cm]	4.3
kd	7.960
Mmb [kNm]	22.47
$f_{ck}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	2.5
$f_{cd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.67
$\gamma=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.50
$f_{yk}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	50
$f_{yd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	43.478
$\gamma_s=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.15
Co[cm]	3
$\varnothing_{sup}[\text{cm}]$	1.2
$0.85 \cdot f_{cd} =$	1.417
kz	0.980
b[cm]	100

Asl [cm ²]	1.66
$\varnothing_{per}[\text{cm}]$	1
s [cm]	60.11
Aslprov [cm ²]	5.00
Sperv [cm]	20.00

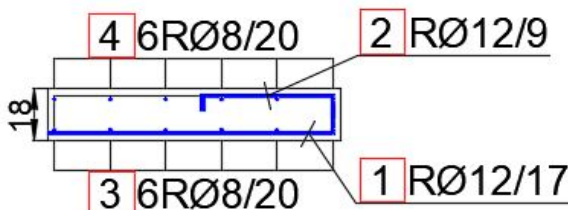
OK

Dimensionimi i Pllakes Karakteristike - Drejtimi X-

Dimensionimi ne Fushe	
h [cm]	18
d = h-d1 [cm]	15
d1[cm]	3
kd	2.759
Mf [kNm]	41.88
$f_{ck}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	2.5
$f_{cd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.67
$\gamma=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.50
$f_{yk}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	50
$f_{yd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	43.478
$\gamma_s=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.15
Co[cm]	2.5
$\varnothing_{sup}[\text{cm}]$	1.0
$0.85 \cdot f_{cd} =$	1.417
kz	0.924
b[cm]	100

Asl [cm ²]	6.95
$\varnothing_{per}[\text{cm}]$	1.2
s [cm]	17.27
Aslprov [cm ²]	7.06
Sperv [cm]	17.00

OK



Dimensionimi ne Mbeshtetes	
h [cm]	18
d = h-d1 [cm]	15
d1[cm]	3.00
kd	2.523
Mmb [kNm]	70.12
$f_{ck}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	3.5
$f_{cd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	2.33
$\gamma=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.50
$f_{yk}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	50
$f_{yd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	43.478
$\gamma_s=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.15
Co[cm]	2.5
$\varnothing_{sup}[\text{cm}]$	1.0
$0.85 \cdot f_{cd} =$	1.983
kz	0.870
b[cm]	100

Asl [cm ²]	12.36
$\varnothing_{per}[\text{cm}]$	1.2
s [cm]	9.71
Aslprov [cm ²]	13.33
Sperv [cm]	9.00

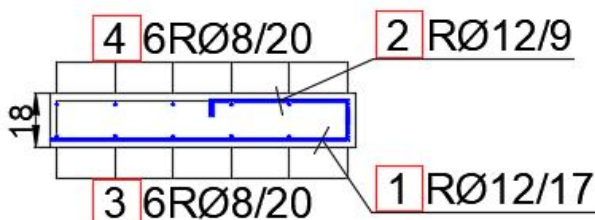
OK

Dimensionimi i Pllakes Karakteristike - Drejtimi Y-

Dimensionimi ne Fushe	
h [cm]	18
d = h-d1 [cm]	13.7
d1[cm]	4.3
kd	9.322
Mf [kNm]	3.06
$f_{ck}=[kN/cm^2]$	2.5
$f_{cd}=[kN/cm^2]$	1.67
$\gamma=[kN/cm^2]$	1.50
$f_{yk}=[kN/cm^2]$	50
$f_{yd}=[kN/cm^2]$	43.478
$\gamma_s=[kN/cm^2]$	1.15
Co[cm]	2.5
$\varnothing_{sup}[cm]$	1.2
$0.85*f_{cd}=[kN/cm^2]$	1.417
kz	0.984
b[cm]	100

Asl [cm ²]	0.52
$\varnothing_{per}[cm]$	0.8
s [cm]	153.23
Aslprov [cm ²]	4.00
Sperv [cm]	20.00

OK



Dimensionimi ne Mbeshtetes	
h [cm]	36
d = h-d1 [cm]	31.7
d1[cm]	4.3
kd	14.431
Mmb [kNm]	9.57
$f_{ck}=[kN/cm^2]$	3.5
$f_{cd}=[kN/cm^2]$	2.33
$\gamma=[kN/cm^2]$	1.50
$f_{yk}=[kN/cm^2]$	50
$f_{yd}=[kN/cm^2]$	43.478
$\gamma_s=[kN/cm^2]$	1.15
Co[cm]	3
$\varnothing_{sup}[cm]$	1.2
$0.85*f_{cd}=[kN/cm^2]$	1.983
kz	0.987
b[cm]	100

Asl [cm ²]	0.70
$\varnothing_{per}[cm]$	0.8
s [cm]	113.72
Aslprov [cm ²]	4.00
Sperv [cm]	20.00

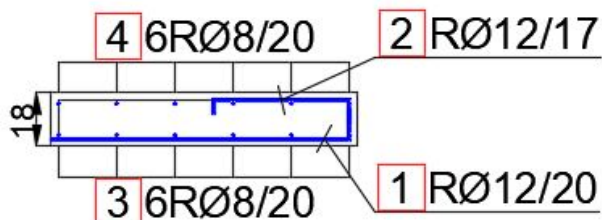
OK

Dimensionimi i Pllakes se Kulmit- Drejtimi X-

Dimensionimi ne Fushe	
h [cm]	18
d = h-d1 [cm]	15
d1[cm]	3
kd	3.262
Mf [kNm]	29.95
$f_{ck}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	2.5
$f_{cd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.67
$\gamma=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.50
$f_{yk}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	50
$f_{yd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	43.478
$\gamma_s=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.15
Co[cm]	2.5
$\varnothing_{sup}[\text{cm}]$	1.0
$0.85 \cdot f_{cd} =$	1.417
kz	0.942
b[cm]	100

Asl [cm ²]	4.88
$\varnothing_{per}[\text{cm}]$	1.0
s [cm]	20.51
Aslprov [cm ²]	5.00
Sperv [cm]	20.00

OK



Dimensionimi ne Mbeshtetes	
h [cm]	18
d = h-d1 [cm]	15
d1[cm]	3.00
kd	2.760
Mmb [kNm]	41.83
$f_{ck}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	2.5
$f_{cd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.67
$\gamma=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.50
$f_{yk}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	50
$f_{yd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	43.478
$\gamma_s=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.15
Co[cm]	2.5
$\varnothing_{sup}[\text{cm}]$	1.0
$0.85 \cdot f_{cd} =$	1.417
kz	0.924
b[cm]	100

Asl [cm ²]	6.94
$\varnothing_{per}[\text{cm}]$	1.2
s [cm]	17.29
Aslprov [cm ²]	7.06
Sperv [cm]	17.00

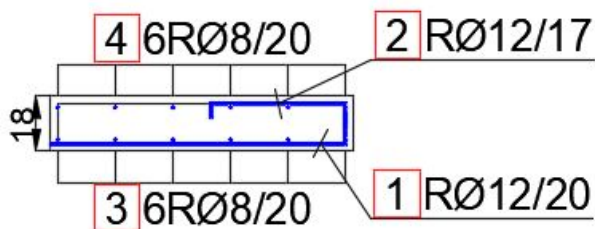
OK

Dimensionimi i Pllakes se Kulmit - Drejtimi Y-

Dimensionimi ne Fushe	
h [cm]	18
d = h-d1 [cm]	14
d1[cm]	4.00
kd	12.700
Mf [kNm]	2.41
$f_{ck}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	3.5
$f_{cd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	2.33
$\gamma=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.50
$f_{yk}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	50
$f_{yd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	43.478
$\gamma_s=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.15
Co[cm]	2.5
$\varnothing_{sup}[\text{cm}]$	1.0
$0.85 \cdot f_{cd} =$	1.983
kz	0.985
b[cm]	100

Asl [cm ²]	0.40
$\varnothing_{per}[\text{cm}]$	0.8
s [cm]	199.03
Aslprov [cm ²]	4.00
Sperv [cm]	20.00

OK



Dimensionimi ne Mbeshtetes	
h [cm]	18
d = h-d1 [cm]	14
d1[cm]	4.00
kd	7.152
Mmb [kNm]	7.60
$f_{ck}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	3.5
$f_{cd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	2.33
$\gamma=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.50
$f_{yk}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	50
$f_{yd}=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	43.478
$\gamma_s=[\text{kN}/\text{cm}^2]$	1.15
Co[cm]	3
$\varnothing_{sup}[\text{cm}]$	1.0
$0.85 \cdot f_{cd} =$	1.983
kz	0.973
b[cm]	100

Asl [cm ²]	1.28
$\varnothing_{per}[\text{cm}]$	0.8
s [cm]	62.34
Aslprov [cm ²]	4.00
Sperv [cm]	20.00

OK

Analiza Sizmike

	Katet						
	Kati 1	Kati 2	Kati 3	Kati 4	Kati 5	Kati 6	Kulmi
Niveli (m)	3.00	6.00	9.00	12.00	15.00	18.00	21.00
masat (t)	503.7	504.24	479.82	479.66	479.66	479.66	328.2
$W_{tot} = \Sigma G_{k,ij} + \Sigma \psi_{E,i} * Q_{k,j} (kN)$	31930.96						
Sd(t)	0.34						
per $T1 < 2Tc \rightarrow \lambda=0.85$	0.85						

Forca ne Katin 1	
Lartesia e Katit (H1) m'	3.00
masa koncentrike (m1) T	503.7
$Fb = Sd(T1) * Wt * \lambda (kN)$	9132.88
$m1 * H1$	1511.1
$\Sigma mi * Hi$	37331.82
$Fi = Fb * \frac{mi * Hi}{\Sigma mi * Hi} (kN)$	369.68

Forca ne Katin 2	
Lartesia e Katit (H2) m'	6.00
masa koncentrike (m2) T	504.24
$Fb = Sd(T1) * Wt * \lambda (kN)$	9132.88
$m2 * H2$	3025.44
$\Sigma mi * Hi$	37331.82
$Fi = Fb * \frac{mi * Hi}{\Sigma mi * Hi} (kN)$	740.15

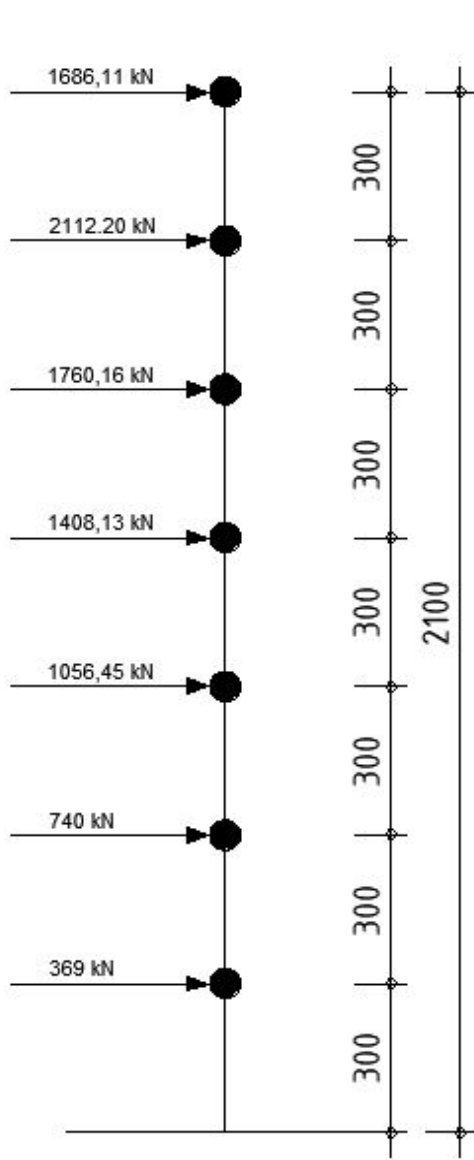
Forca ne Katin 3	
Lartesia e Katit (H3) m'	9.00
masa koncentrike (m3) T	479.82
$Fb = Sd(T1) * Wt * \lambda (kN)$	9132.88
$m2 * H2$	4318.38
$\Sigma mi * Hi$	37331.82
$Fi = Fb * \frac{mi * Hi}{\Sigma mi * Hi} (kN)$	1056.45

Forca ne Katin 4	
Lartesia e Katit (H4) m'	12.00
masa koncentrike (m4) T	479.66
$Fb = Sd(T1) * Wt * \lambda (kN)$	9132.88
$m2 * H2$	5755.92
$\Sigma mi * Hi$	37331.82
$Fi = Fb * \frac{mi * Hi}{\Sigma mi * Hi} (kN)$	1408.13

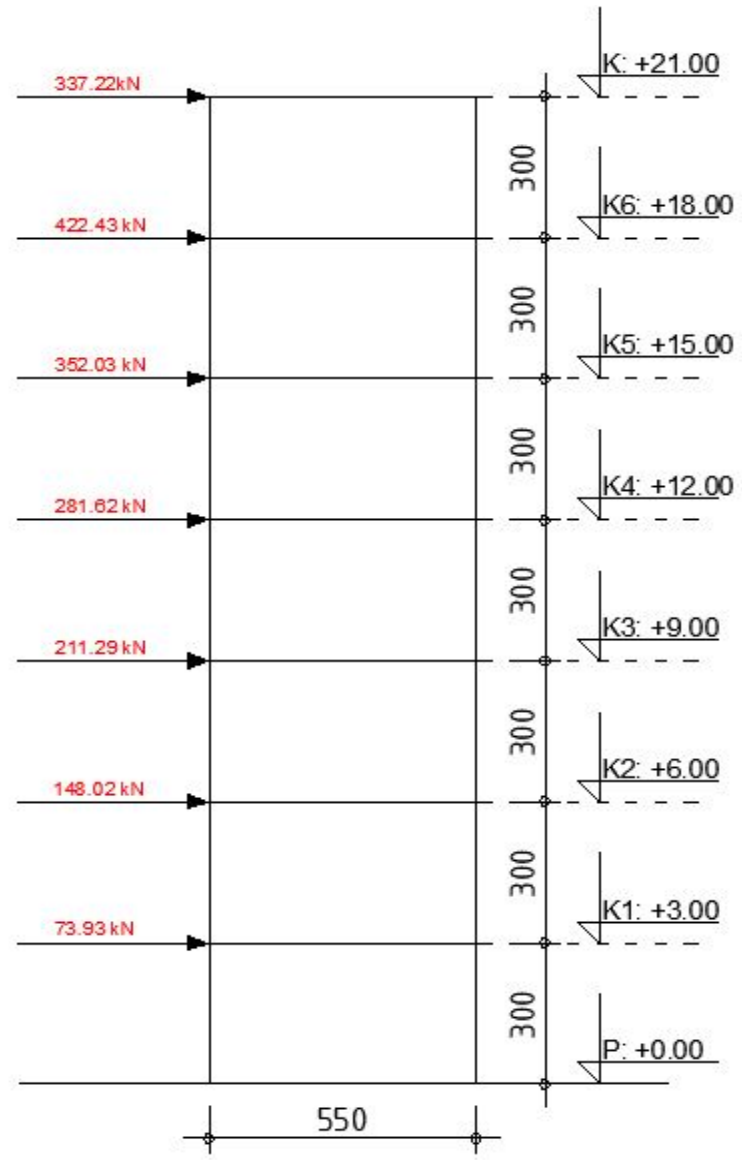
Forca ne Katin 5	
Lartesia e Katit (H5) m'	15.00
masa koncentrike (m5) T	479.66
$Fb = Sd(T1) * Wt * \lambda (kN)$	9132.88
$m2 * H2$	7194.9
$\Sigma mi * Hi$	37331.82
$Fi = Fb * \frac{mi * Hi}{\Sigma mi * Hi} (kN)$	1760.16

Forca ne Katin 6	
Lartesia e Katit (H6) m'	18.00
masa koncentrike (m6) T	479.66
$Fb = Sd(T1) * Wt * \lambda (kN)$	9132.88
$m2 * H2$	8633.88
$\Sigma mi * Hi$	37331.82
$Fi = Fb * \frac{mi * Hi}{\Sigma mi * Hi} (kN)$	2112.20

Forca ne Kulm	
Lartesia e Katit (H7) m'	21.00
masa koncentrike (m7) T	328.20
$Fb = Sd(T1) * Wt * \lambda (kN)$	9132.88
$m2 * H1$	6892.2
$\Sigma mi * Hi$	37331.82
$Fi = Fb * \frac{mi * Hi}{\Sigma mi * Hi} (kN)$	1686.11



a). Modeli dinamik



b). Forcat horizontale ne Murin M1

Dimensionimi i Murit M1

Forcat horizontale ne murin M1		
Forca ne bazen e Kulmit	337.27	kN
Forca ne bazen e Katit 6	422.43	kN
Forca ne bazen e Katit 5	352.03	kN
Forca ne bazen e Katit 4	281.62	kN
Forca ne bazen e Katit 3	211.29	kN
Forca ne bazen e Katit 2	148.02	kN
Forca ne bazen e Katit 1	73.93	kN
Forca totale horizontale ne fundin e murit $V_{ED} = \Sigma Fi$	1826.59	kN

Niveli i Katit (m)
21.00
18.00
15.00
12.00
9.00
6.00
3.00

Momentet ne fundin e murit		
7082.67	kNm	
7603.74	kNm	
5280.45	kNm	
3379.44	kNm	
1901.61	kNm	
888.12	kNm	
221.79	kNm	
$M_{ED} =$	26357.82	kNm
Momenti i pergjithshem ne fundin e murit		

Karakteristikat e Murit		
gjersia e murit (lw)	5.5	m
trashësia e murit (bw)	0.3	m
lartësia e murit (H)	21	m
Pesha specifike e BA	25	kN/m ³
Forca normale te cilen e pranon muri ne fundin e tij $N_{ED} = lw * bw * H * \gamma_b$	866.25	kN

Dimensionimi i murit ne perkulje		
f_{cd}	20	Mpa
f_{yd}	434.786	Mpa
$d=0.8*lw$	440	cm
$lc \geq \max \left\{ \begin{matrix} 0.15lw \\ 1.5bw \end{matrix} \right\}$	0.825	m
	0.45	m
$d_1 = lc/2$	0.4125	m
$lw/2$	2.75	m
$M_{EDz} = M_{Ed} + N_{Ed}(\frac{lw}{2} - d1)$	28382.6794	kNm

Sasia e armatures se nevojshme $= A_{sl}^{req}$		
$A_{sl}^{req} = \frac{M_{EDz}}{0,8 d f_{yd}} - \frac{N_{ED}}{f_{yd}}$	165.52	cm ²

$$v_{sl} = \frac{N_{ED}}{b * lw f_{cd}} = -0.026$$

$$\omega_{tot} = 0.20$$

$$\mu_{sl} = \frac{M_{ED}}{b * lw^2 f_{cd}} = 0.1564$$

$$A_{sl} = A_{s1} + A_{s2} = \omega_{tot} \frac{b * lw}{f_{yd}/f_{cd}} = 151.8 \quad \rightarrow \quad A_{s1} = \frac{A_{sl}^{tot}}{2} = 75.9 \text{ cm}^2$$

Përvetsohen: 16 Ø25 me $A_{sl}^{prov} = 78.56 \text{ cm}^2$

Dimensionimi nga forca horizontale prerëse

Verifikimi i diagonales se shtypur

a). Jashte rajonit kritik	
a_{cw}	1
$z = 0.8lw$	4400 mm
$v_1 = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$	0.528
$\cot\theta = \tan\theta =$	1
$V_{rdmax} = a_{cw} * b_w * z * v_1 * \frac{f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$	6969.6 kN

$$V_{Rd,max} = 6969,6 \text{ kN} > V_{ED} = 1826,59$$

b). ne rajonin kritik	
$h_{cr} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2lw \\ h_s \text{ per } n \leq 6 \text{ kate} \\ 2h_s \text{ per } n \geq 7 \text{ kate} \end{array} \right\}$	h_s – lartesia neto e Katit
$h_{cr} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2 * 5,5 = 11\text{m} \\ 3.0\text{m} \end{array} \right\}$	
$h_{cr} = 3.0 \text{ m}$	
$V_{Rd,max} = 0.4 * 6969,6 = 2787,84 \text{ kN} > V_{ED} = 1826,59 \text{ kN}$	

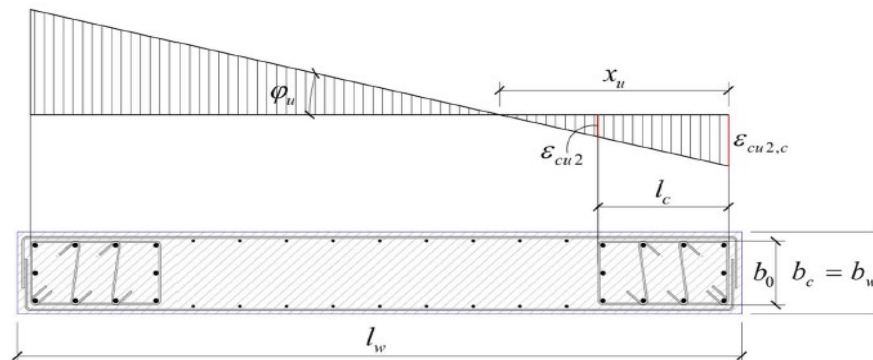


Fig.5-24. Gjatësia e fundeve të shtrënguar të mureve (elementët kufitarë)

c). Verifikimi i shufrave horizontale te murit		
C_{rdc}	0.12	
k	1.2132007	< 2.0
$\varphi_1 = \frac{As_1}{bw * lw}$	0.0034242	< 0.02
σ_{cp} (Mpa)	0.525	< 0.2 fcd = 4 Mpa
V_{rdc}	520.57	kN

Minimumi eshte :		
$v_{min} = 0.035k^{3/2}fck^{1/2}$	0.2561696	
$V_{RD,c} = (v_{min} + k_1\sigma_{cp}) * bw * lw$	442.09393	kN

Rezistenca ne prerje e shufrave horizontale te brinjes eshte :

$0.75\varphi_h * f_{yd} * b_{w0} * a_z * l_w$ ku:

$$\varphi_h = \frac{A_h}{b_{w0} * S_h} - \text{pra } A_h \text{ duhet te caktohet, supozojmë hapin } S_h = 15\text{cm}$$

$$\varphi_h = \frac{A_h}{300 \times 150} * 434,78 * 2 * 5500 * 300 = 23913,01 A_h$$

$$182659 \leq 52057 + 23913,01 A_h$$

$$A_h \geq \frac{182659 - 52057}{23913,01} = 5.46\text{mm}^2$$

pervetsohet 2 Ø10 mbrenda hapit 15 cm, me $A_h = 158 \text{ mm}^2$

$$\varphi_h = \frac{A_h}{b_{w0} * S_h} = \frac{158}{300 \times 150} = 0,0035 \geq$$

$$\varphi_{min} = 0.002$$

d). Verifikimi i shufrave vertikale te murit :

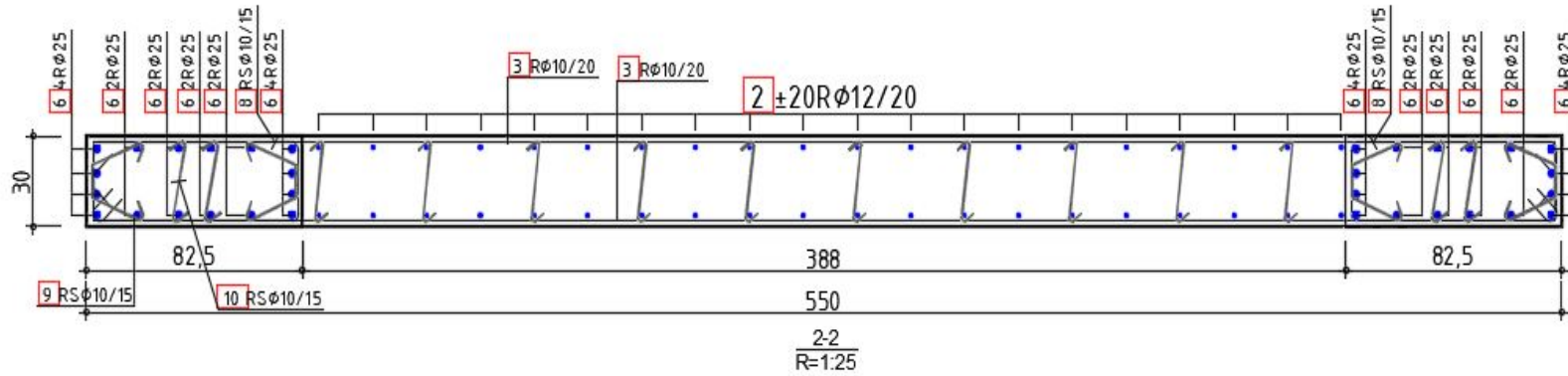
$$\varphi_h * f_{yd,h} * b_{w0} * z \leq \varphi_v * f_{yd,y} * b_{w0} * z + \min N_{ED}$$

$$\varphi_v = \frac{226}{300 \times 200} = 0.0037 - \text{Armatura e supozuar eshte } \text{Ø}12/20$$

Sipas nje kriteri: $A_{sv} > 0.4\%A_c$ ateher pervetsohet $\frac{\text{Ø}12}{15}$ ne te dy anet e murit

$$\frac{A_{sv}}{A_c} = \frac{226}{300 * 150} = 0.005 = 0.5\% > 0.4\%$$

Armimi i Murit Sizmik



Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 88	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
App'd by		Date	

PRECAST WALL DESIGN (EN 1992)

In accordance with EN1992-1-1:2004 incorporating corrigendum January 2008 and the recommended values

Tedds calculation version 1.1.01

Design summary

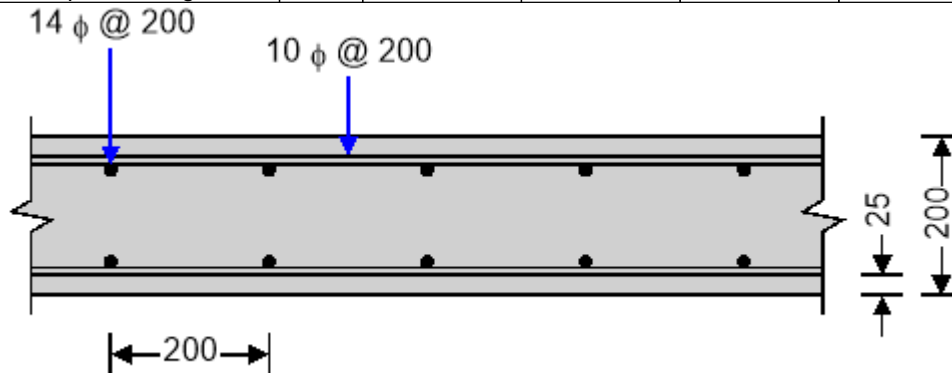
Description	Unit	Allowable	Actua	Utilisation	Result
Crack width	mm	0.30	0.27	0.88	PASS

Design moment is 80 kNm/m (inside int. diagram) - PASS

Refer to the interaction diagram

Design summary - lifting checks

Description	Unit	Provided	Required	Utilisation	Result
Top reinf. - y axis - Lifting	mm ²	2651	1915	0.723	PASS
Bot reinf. - y axis - Lifting	mm ²	2651	1915	0.723	PASS
Shear cap. - y axis - Lifting	kN	672.0	70.8	0.105	PASS
Top reinf. - x axis - Lifting	mm ²	2155	738	0.343	PASS
Bot reinf. - x axis - Pitching	mm ²	2155	2022	0.938	PASS
Shear cap. - x axis - Lifting	kN	273.3	88.1	0.322	PASS
Punching shear cap. - Pitching	N/mm ²	0.59	0.23	0.395	PASS



Wall input details

Wall geometry

Thickness	h = 200 mm
Length	b = 1000 mm/m
Clear height between restraints	l = 2800 mm
Stability about minor axis	Braced

Concrete details

Concrete strength class	C35/45
Partial safety factor for concrete (2.4.2.4(1))	$\gamma_c = 1.50$
Coefficient α_{cc} (3.1.6(1))	$\alpha_{cc} = 1.00$
Maximum aggregate size	$d_g = 20$ mm

Reinforcement details

Reinforcement in outer layer	Horizontal
Nominal cover to outer layer	$c_{nom} = 25$ mm
Vertical bar diameter	$\phi_v = 14$ mm

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 89	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Spacing of vertical reinforcement	$s_v = 200$ mm
Area of vertical reinforcement (per face)	$A_{sv} = 770$ mm ² /m
Horizontal bar diameter	$\phi_h = 10$ mm
Spacing of horizontal reinforcement	$s_h = 200$ mm
Area of horizontal reinforcement (per face)	$A_{sh} = 393$ mm ² /m
Characteristic yield strength	$f_{yk} = 500$ N/mm ²
Partial safety factor for reinft (2.4.2.4(1))	$\gamma_s = 1.15$
Modulus of elasticity of reinft (3.2.7(4))	$E_s = 200.0$ kN/mm ²

Fire resistance details

Fire resistance period	$R = 60$ min
Exposure to fire	Exposed on two sides
Ratio of fire design axial load to design resistance	$\mu_{fi} = 0.70$

Axial load and bending moments from frame analysis

Design axial load	$N_{Ed} = 1400.0$ kN/m
Moment about minor axis at top	$M_{top} = 20.0$ kNm/m
Moment about minor axis at bottom	$M_{btm} = 24.0$ kNm/m

Wall effective length factor

Effective length factor for buckling about minor axis $f = 1.00$

Crack width details

Axial load due to quasi-permanent SLS.	$N_{Ed_SLS} = 380.0$ kN/m
Moment at top due to quasi-permanent SLS.	$M_{top_SLS} = 15.0$ kNm/m
Moment at btm due to quasi-permanent SLS.	$M_{btm_SLS} = 18.0$ kNm/m
Duration of applied loading	Long term
Maximum allowable crack width	$w_{k_max} = 0.3$ mm

Calculated wall properties

Concrete properties

Area of concrete	$A_c = h \times b = 200000$ mm ² /m
Characteristic compression cylinder strength	$f_{ck} = 35$ N/mm ²
Design compressive strength (3.1.6(1))	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 23.3$ N/mm ²
Mean value of cylinder strength (Table 3.1)	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa = 43.0 N/mm ²
Mean value of tensile strength	$f_{ctm} = 3.21$ N/mm ²
Secant modulus of elasticity (Table 3.1)	$E_{cm} = 22000$ MPa $\times (f_{cm} / 10$ MPa) ^{0.3} = 34.1 kN/mm ²
Long-term effects on tensile strength coefficient	$\alpha_{ct} = 1.0$
Mean value of axial tensile strength	$f_{ctm} = 0.3$ N/mm ² $\times (f_{ck} / 1$ N/mm ²) ^{2/3} = 3.2 N/mm ²
Characteristic axial tensile strength of concrete	$f_{ctk,0.05} = 0.7$ $\times f_{ctm} = 2.2$ N/mm ²
Design tensile strength	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.5$ N/mm ²
Ultimate strain – Table 3.1	$\epsilon_{cu2} = 0.00350$
Bending coefficient	$k_1 = 0.44 = 0.44$
Bending coefficient	$k_2 = 1.25 \times (0.6 + 0.0014 / \epsilon_{cu2}) = 1.25$
Bending coefficient	$k_3 = 0.54 = 0.54$
Bending coefficient	$k_4 = 1.25 \times (0.6 + 0.0014 / \epsilon_{cu2}) = 1.25$
Concrete strength limit in shear	C90/105
Maximum cylinder strength in shear	$f_{ck,lim} = 90.0$ N/mm ²

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 90	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Density of reinforced concrete $\rho_{conc} = 2500 \text{ kg/m}^3$

Rectangular stress block factors

Depth factor (3.1.7(3)) $\lambda_{sb} = 0.8$

Stress factor (3.1.7(3)) $\eta = 1.0$

Strain limits

Compression strain limit (Table 3.1) $\epsilon_{cu3} = 0.00350$

Pure compression strain limit (Table 3.1) $\epsilon_{c3} = 0.00175$

Design yield strength of reinforcement

Design yield strength (3.2.7(2)) $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 434.8 \text{ MPa}$

Check nominal cover for fire and bond requirements

Min. cover reqd for bond (4.4.1.2(3)) $C_{min,b} = \max(\phi_h, \phi_v - \phi_h) = 10 \text{ mm}$

Min axis distance for fire (EN1992-1-2 T 5.4) $a_{fi} = 10 \text{ mm}$

Allowance for deviations from min cover (4.4.1.3) $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm}$

Min allowable nominal cover $C_{nom,min} = \max(a_{fi} - \phi_h / 2, C_{min,b} + \Delta C_{dev}) = 15 \text{ mm}$

PASS - the nominal cover is greater than the minimum required

Effective depth of vertical bars

Effective depth $d = h - C_{nom} - \phi_h - \phi_v / 2 = 158 \text{ mm}$

Depth to compression face bars $d' = C_{nom} + \phi_h + \phi_v / 2 = 42 \text{ mm}$

Wall effective length

Wall effective length $l_0 = f \times l = 2800 \text{ mm}$

Column slenderness

Radius of gyration about minor axis $i = h / \sqrt{12} = 5.8 \text{ cm}$

Minor axis slenderness ratio (5.8.3.2(1)) $\lambda = l_0 / i = 48.5$

Design bending moments

Frame analysis moments combined with moments due to imperfections (cl. 5.2 & 6.1(4))

Ecc. due to geometric imperfections $e_i = l_0 / 400 = 7.0 \text{ mm}$

Minimum end moment about minor axis $M_{01} = \min(\text{abs}(M_{top}), \text{abs}(M_{btm})) + e_i \times N_{Ed} = 29.8 \text{ kNm/m}$

Maximum end moment about minor axis $M_{02} = \max(\text{abs}(M_{top}), \text{abs}(M_{btm})) + e_i \times N_{Ed} = 33.8 \text{ kNm/m}$

Slenderness limit for buckling about minor axis (cl. 5.8.3.1)

Factor A $A = 0.7$

Mechanical reinforcement ratio $\omega = 2 \times A_{sv} \times f_{yd} / (A_c \times f_{cd}) = 0.143$

Factor B $B = \sqrt{1 + 2 \times \omega} = 1.134$

Moment ratio $r_m = M_{01} / M_{02} = 0.882$

Factor C $C = 1.7 - r_m = 0.818$

Relative normal force $n = N_{Ed} / (A_c \times f_{cd}) = 0.300$

Slenderness limit $\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times C / \sqrt{n} = 23.7$

$\lambda > \lambda_{lim}$ - Second order effects must be considered

Second order bending moment about minor axis (cl. 5.8.8.2 & 5.8.8.3)

Parameter n_u $n_u = 1 + \omega = 1.143$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 91	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Approx value of n at max moment of resistance	$n_{bal} = 0.4$
Axial load correction factor	$K_r = \min(1.0, (n_u - n) / (n_u - n_{bal})) = 1.000$
Reinforcement design strain	$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 0.00217$
Basic curvature	$curve_{basic} = \epsilon_{yd} / (0.45 \times d) = 0.0000306 \text{ mm}^{-1}$
Notional size of wall	$h_0 = 2 \times h \times b / (2 \times b) = 200 \text{ mm}$
Factor α_1 (Annex B.1(1))	$\alpha_1 = (35 \text{ MPa} / f_{cm})^{0.7} = 0.866$
Factor α_2 (Annex B.1(1))	$\alpha_2 = (35 \text{ MPa} / f_{cm})^{0.2} = 0.960$
Relative humidity factor (Annex B.1(1))	$\phi_{RH} = [1 + ((1 - RH / 100\%) / (0.1 \text{ mm}^{-1/3} \times (h_0)^{1/3})) \times \alpha_1] \times \alpha_2 = 1.670$
Concrete strength factor (Annex B.1(1))	$\beta_{fcm} = 16.8 \times (1 \text{ MPa})^{1/2} / \sqrt{f_{cm}} = 2.6$
Concrete age factor (Annex B.1(1))	$\beta_{t0} = 1 / (0.1 + (t_0 / 1 \text{ day})^{0.2}) = 0.635$
Notional creep coefficient (Annex B.1(1))	$\phi_0 = \phi_{RH} \times \beta_{fcm} \times \beta_{t0} = 2.715$
Final creep development factor (at $t = \hat{A}\hat{\epsilon}$)	$\beta_{c\infty} = 1.0$
Final creep coefficient (Annex B.1(1))	$\phi_{\infty} = \phi_0 \times \beta_{c\infty} = 2.715$
Effective creep ratio (5.8.4(2))	$\phi_{ef} = \phi_{\infty} \times \Gamma_M = 2.172$
Factor β	$\beta = 0.35 + f_{ck} / 200 \text{ MPa} - \lambda / 150 = 0.202$
Creep factor	$K_{\phi} = \max(1.0, 1 + \beta \times \phi_{ef}) = 1.438$
Modified curvature	$curve_{mod} = K_r \times K_{\phi} \times curve_{basic} = 0.0000440 \text{ mm}^{-1}$
Curvature distribution factor	$c = 10$
Deflection	$e_2 = curve_{mod} \times l_0^2 / c = 34.5 \text{ mm}$
Nominal 2 nd order moment	$M_2 = N_{Ed} \times e_2 = 48.3 \text{ kNm/m}$

Design bending moment about minor axis (cl. 5.8.8.2)

Equivalent moment	$M_{0e} = \max(0.6 \eta \times M_{02} + 0.4 \eta \times M_{01}, 0.4 \eta \times M_{02}) = 32.2 \text{ kNm/m}$
Design moment	$M_{Ed} = \max(M_{02}, M_{0e} + M_2, M_{01} + 0.5 \times M_2, N_{Ed} \times \max(h/30, 20 \text{ mm}))$ $M_{Ed} = 80.5 \text{ kNm/m}$

Axial compression capacity with zero moment

Strain with uniform compression (Fig. 6.1)	$\epsilon_0 = \epsilon_{c3} = 0.00175$
Stress in reinforcement	$\sigma_0 = \min(\epsilon_0 \times E_s, f_{yd}) = 350.0 \text{ N/mm}^2$
Axial load capacity	$N_{Rd0} = (2 \times A_{sv} \times \sigma_0) + (A_c - 2 \times A_{sv}) \times f_{cd} = 5169.5 \text{ kN/m}$

Axial load and bending capacity with zero strain in tension face reinforcement

Moment of resistance of concrete

Depth to neutral axis	$z_1 = d = 158.0 \text{ mm}$
Concrete compression force	$F_{c1} = (\eta \times f_{cd}) \times (\lambda_{sb} \times z_1) \times b = 2949.3 \text{ kN/m}$
Concrete moment of resistance	$M_{c1} = F_{c1} \times (h / 2 - (\lambda_{sb} \times z_1) / 2) = 108.5 \text{ kNm/m}$

Moment of resistance of reinforcement

Strain in tension face bars	$\epsilon_1 = \epsilon_{cu3} \times (1 - d / z_1) = 0.00000$
Force in tension face bars	$F_{s1} = A_{sv} \times \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_1) = 0.0 \text{ kN/m}$
Mt of resistance of tension face bars	$M_{s1} = F_{s1} \times (d - h / 2) = 0.0 \text{ kNm/m}$
Strain in compression face bars	$\epsilon_1' = \epsilon_{cu3} \times (1 - d' / z_1) = 0.00257$
Stress in compression face bars	$\sigma_1' = \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_1') = 434.8 \text{ N/mm}^2$
Force in compression face bars	$F_{s1}' = \text{if}(d' > \lambda_{sb} \times z_1, A_{sv} \times \sigma_1', A_{sv} \times (\sigma_1' - \eta \times f_{cd})) = 316.7 \text{ kN/m}$
Mt of resistance of compression face bars	$M_{s1}' = F_{s1}' \times (h / 2 - d') = 18.4 \text{ kNm/m}$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 92	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Combined axial load and moment resistance

Axial load capacity $N_{Rd1} = F_{c1} + F_{s1} + F_{s1}' = \mathbf{3266.0}$ kN/m
 Moment of resistance $M_{Rd1} = M_{c1} - M_{s1} + M_{s1}' = \mathbf{126.9}$ kNm/m

Axial load and bending capacity with concrete at ultimate strain and tension steel at yield

This is often referred to as the 'balance failure point'.

Moment of resistance of concrete

Strain in tension reinforcement $\epsilon_2 = -1 \times f_{yd} / E_s = \mathbf{-0.00217}$
 Depth to neutral axis $Z_2 = d \times (\epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} - \epsilon_2)) = \mathbf{97.5}$ mm
 Concrete compression force(3.1.7(3)) $F_{c2} = (\eta \times f_{cd}) \times (\lambda_{sb} \times Z_2) \times b = \mathbf{1819.3}$ kN/m
 Concrete moment of resistance $M_{c2} = F_{c2} \times (h / 2 - (\lambda_{sb} \times Z_2) / 2) = \mathbf{111.0}$ kNm/m

Moment of resistance of reinforcement

Strain in tension face bars $\epsilon_2 = \mathbf{-0.00217}$
 Force in tension face bars $F_{s2} = A_{sv} \times E_s \times \epsilon_2 = \mathbf{-334.6}$ kN/m
 Mt of resistance of tension face bars $M_{s2} = F_{s2} \times (d - h / 2) = \mathbf{-19.4}$ kNm/m
 Strain in compression face bars $\epsilon_2' = \epsilon_{cu3} \times (1 - d' / Z_2) = \mathbf{0.00199}$
 Stress in compression face bars $\sigma_2' = \text{if}(\epsilon_2' < 0, \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_2'), \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_2')) = \mathbf{398.3}$ N/mm²
 Force in compression face bars $F_{s2}' = \text{if}(d' > \lambda_{sb} \times Z_2, A_{sv} \times \sigma_2', A_{sv} \times (\sigma_2' - \eta \times f_{cd})) = \mathbf{288.6}$ kN/m
 Mt of resistance of compression face bars $M_{s2}' = F_{s2}' \times (h / 2 - d') = \mathbf{16.7}$ kNm/m

Combined axial load and moment resistance

Axial load capacity $N_{Rd2} = F_{c2} + F_{s2} + F_{s2}' = \mathbf{1773.3}$ kN/m
 Moment of resistance $M_{Rd2} = M_{c2} - M_{s2} + M_{s2}' = \mathbf{147.2}$ kNm/m

Moment capacity with zero axial load

Moment of resistance of concrete

By iteration:-
 Position of neutral axis $Z_3 = \mathbf{29.7}$ mm
 Concrete compression force(3.1.7(3)) $F_{c3} = \eta \times f_{cd} \times \min(\lambda_{sb} \times Z_3, h) \times b = \mathbf{554.4}$ kN/m
 Moment of resistance $M_{c3} = F_{c3} \times [h / 2 - (\min(\lambda_{sb} \times Z_3, h)) / 2] = \mathbf{48.9}$ kNm/m

Moment of resistance of reinforcement

Strain in tension face bars $\epsilon_3 = \epsilon_{cu3} \times (1 - d / Z_3) = \mathbf{-0.01512}$
 Force in tension face bars $F_{s3} = A_{sv} \times \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_3) = \mathbf{-334.6}$ kN/m
 Mt of resistance of tension face bars $M_{s3} = F_{s3} \times (d - h / 2) = \mathbf{-19.4}$ kNm/m
 Strain in compression face bars $\epsilon_3' = \epsilon_{cu3} \times (1 - d' / Z_3) = \mathbf{-0.00145}$
 Stress in compression face bars $\sigma_3' = \text{if}(\epsilon_3' < 0, \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_3'), \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_3')) = \mathbf{-289.9}$ N/mm²
 Force in compression face bars $F_{s3}' = \text{if}(d' > \lambda_{sb} \times Z_3, A_{sv} \times \sigma_3', A_{sv} \times (\sigma_3' - \eta \times f_{cd})) = \mathbf{-223.1}$ kN/m
 Mt of resistance of compression face bars $M_{s3}' = F_{s3}' \times (h / 2 - d') = \mathbf{-12.9}$ kNm/m
 Resultant concrete/steel force $F_3 = F_{c3} + F_{s3} + F_{s3}' = \mathbf{-3.4}$ kN/m

PASS - This is approximately equal to zero (< 0.1% of N_{Rd0})

Combined moment of resistance

Moment of resistance about z axis $M_{Rd3} = M_{c3} - M_{s3} + M_{s3}' = \mathbf{55.3}$ kNm/m

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 93	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Axial load and bending capacity with NA depth 1.25 times that for zero strain in tension face reinforcement

Moment of resistance of concrete

Depth to neutral axis $z_4 = 1.25 \times d = \mathbf{197.5 \text{ mm}}$
 Concrete compression force(3.1.7(3)) $F_{c4} = (\eta \times f_{cd}) \times \min(h, (\lambda_{sb} \times z_4)) \times b = \mathbf{3686.7 \text{ kN/m}}$
 Concrete moment of resistance $M_{c4} = F_{c4} \times (h / 2 - \min(h, (\lambda_{sb} \times z_4)) / 2) = \mathbf{77.4 \text{ kNm/m}}$

Moment of resistance of reinforcement

Strain in tension face bars $\epsilon_4 = \epsilon_{cu3} \times (1 - d / z_4) = \mathbf{0.00070}$
 Stress in 'tension' face bars $\sigma_4 = \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_4) = \mathbf{140.0 \text{ N/mm}^2}$
 Force in 'tension' face bars $F_{s4} = \text{if}(d > \lambda_{sb} \times z_4, A_{sv} \times \sigma_4, A_{sv} \times (\sigma_4 - \eta \times f_{cd})) = \mathbf{89.8 \text{ kN/m}}$
 Mt of resistance of tension face bars $M_{s4} = F_{s4} \times (d - h / 2) = \mathbf{5.2 \text{ kNm/m}}$
 Strain in compression face bars $\epsilon_4' = \epsilon_{cu3} \times (1 - d' / z_4) = \mathbf{0.00276}$
 Stress in 'compression' face bars $\sigma_4' = \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_4') = \mathbf{434.8 \text{ N/mm}^2}$
 Force in 'compression' face bars $F_{s4}' = A_{sv} \times (\sigma_4' - \eta \times f_{cd}) = \mathbf{316.7 \text{ kN/m}}$
 Mt of resistance of compression face bars $M_{s4}' = F_{s4}' \times (h / 2 - d') = \mathbf{18.4 \text{ kNm/m}}$

Combined axial load and moment resistance

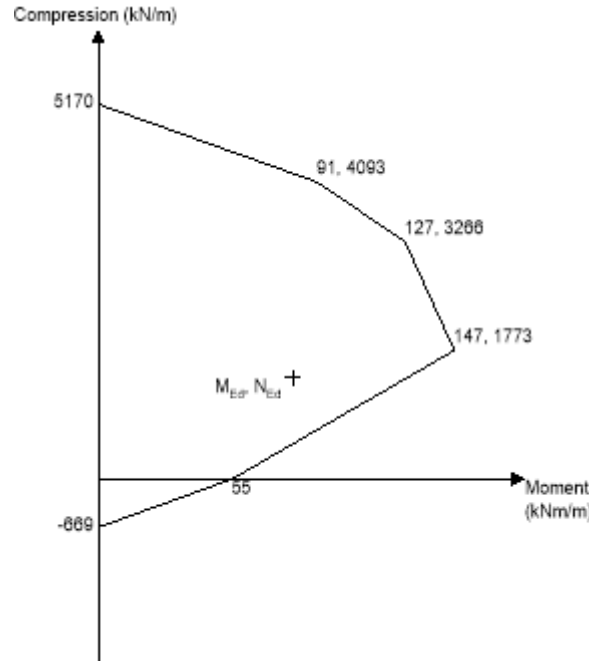
Axial load capacity $N_{Rd4} = F_{c4} + F_{s4} + F_{s4}' = \mathbf{4093.2 \text{ kN/m}}$
 Moment of resistance $M_{Rd4} = M_{c4} - M_{s4} + M_{s4}' = \mathbf{90.6 \text{ kNm/m}}$

Axial tension capacity with zero moment

Axial load capacity $N_{Rd5} = -2 \times A_{sv} \times f_{yd} = \mathbf{-669.3 \text{ kN/m}}$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 94	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Interaction diagram



Crack widths

Slenderness limit (cl. 5.8.3.1)

Min 1st order moment about minor axis

$$M_{01_SLS} = \min(\text{abs}(M_{\text{top_SLS}}), \text{abs}(M_{\text{btm_SLS}})) + e_i \times N_{Ed_SLS} = 17.7 \text{ kNm/m}$$

Max 1st order moment about minor axis

$$M_{02_SLS} = \max(\text{abs}(M_{\text{top_SLS}}), \text{abs}(M_{\text{btm_SLS}})) + e_i \times N_{Ed_SLS} = 20.7 \text{ kNm/m}$$

Moment ratio

$$r_{m_SLS} = M_{01_SLS} / M_{02_SLS} = 0.855$$

Factor C

$$C_{SLS} = 1.7 - r_{m_SLS} = 0.845$$

Relative normal force

$$n_{SLS} = N_{Ed_SLS} / (A_c \times f_{cd}) = 0.081$$

Slenderness limit

$$\lambda_{lim_SLS} = 20 \times A \times B \times C_{SLS} / \sqrt{(n_{SLS})} = 47.0$$

$\lambda > \lambda_{lim_SLS}$ - Second order effects must be considered

Second order bending moment about minor axis (cl. 5.8.8.2 & 5.8.8.3)

Axial load correction factor

$$K_{r_SLS} = \min(1.0, (n_u - n_{SLS}) / (n_u - n_{bal})) = 1.000$$

Effective creep ratio

$$\phi_{ef_SLS} = \phi_{\infty} \times 1.0 = 2.715$$

Factor β

$$\beta = 0.35 + f_{ck} / 200 \text{ MPa} - \lambda / 150 = 0.202$$

Creep factor

$$K_{\phi_SLS} = \max(1.0, 1 + \beta \times \phi_{ef_SLS}) = 1.548$$

Modified curvature

$$\text{curve}_{\text{mod_SLS}} = K_{r_SLS} \times K_{\phi_SLS} \times \text{curve}_{\text{basic}} = 0.0000473 \text{ mm}^{-1}$$

Deflection

$$e_{2_SLS} = \text{curve}_{\text{mod_SLS}} \times l_0^2 / c = 37.1 \text{ mm}$$

Nominal 2nd order moment

$$M_{2_SLS} = N_{Ed_SLS} \times e_{2_SLS} = 14.1 \text{ kNm/m}$$

Design bending moment about minor axis (cl. 7.3.4)

Equivalent 1st order moment

$$M_{0e_SLS} = \max(0.6 \eta \times M_{02_SLS} + 0.4 \eta \times M_{01_SLS}, 0.4 \eta \times M_{02_SLS}) = 19.5 \text{ kNm/m}$$

Design moment

$$M_{Ed_SLS} = \max(M_{02_SLS}, M_{0e_SLS} + M_{2_SLS}, M_{01_SLS} + 0.5 \times M_{2_SLS})$$

$$M_{Ed_SLS} = 33.6 \text{ kNm/m}$$

Project Dimensionimi i Objektivit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 95	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Cover to tension reinforcement	$c = h - d - \phi_v / 2 = \mathbf{35.0 \text{ mm}}$
Ratio of steel to concrete moduli	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = \mathbf{5.9}$
Area of reinf in concrete units	$A_{s,eff} = 2 \times \alpha_e \times A_{sv} = \mathbf{9035 \text{ mm}^2/m}$
Combined area of steel/conc in conc units	$A_{eff} = b \times h + A_{s,eff} = \mathbf{209035 \text{ mm}^2/m}$
Reinforcement ratio per face	$\rho = A_{sv} / (b \times d) = \mathbf{0.005}$
Neutral axis depth with pure bending	$x_b = d \times [-2 \times \alpha_e \times \rho + \sqrt{(4 \times \alpha_e^2 \times \rho^2 + 2 \times \alpha_e \times \rho \times (1 + d'/d))}] = \mathbf{34.4 \text{ mm}}$
Second moment of area of cracked section	$I_c = b \times x_b^3 / 3 + \alpha_e \times \rho \times b \times d \times [(x_b - d')^2 + (d - x_b)^2] = \mathbf{82841309 \text{ mm}^4/m}$
Strain in tension face steel due to bending	$\epsilon_{sb} = M_{Ed_SLS} \times (x_b - d) / (E_{cm} \times I_c) = \mathbf{-0.00147}$
Strain in comp face steel due to bending	$\epsilon_{sb}' = M_{Ed_SLS} \times (x_b - d') / (E_{cm} \times I_c) = \mathbf{-0.00009}$
Strain due to axial load	$\epsilon_{axial} = N_{Ed_SLS} / (A_{eff} \times E_{cm}) = \mathbf{0.00005}$
Resultant strain in tension face steel	$\epsilon_s = \epsilon_{sb} + \epsilon_{axial} = \mathbf{-0.00142}$
Resultant strain in comp face steel	$\epsilon_s' = \epsilon_{sb}' + \epsilon_{axial} = \mathbf{-0.00004}$
Stress in tension steel	$\sigma_s = \min(f_{yd}, \text{abs}(E_s \times \epsilon_s)) = \mathbf{283.1 \text{ MPa}}$
Depth to neutral axis	$x = [(\epsilon_s' \times d) - (\epsilon_s \times d')] / (\epsilon_s' - \epsilon_s) = \mathbf{38.9 \text{ mm}}$
Effective depth of concrete in tension	$h_{c,ef} = \min(2.5 \times x \times (h - d), (h - x) / 3, h / 2) = \mathbf{53.7 \text{ mm}}$
Effective area of concrete in tension	$A_{c,eff} = h_{c,ef} \times b = \mathbf{53696 \text{ mm}^2/m}$
Load duration factor	$k_t = \mathbf{0.4}$
Reinforcement ratio	$\rho_{p,eff} = A_{sv} / A_{c,eff} = \mathbf{0.014}$
Mean value of conc tensile strength	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = \mathbf{3.21 \text{ MPa}}$
Difference between reinf and concrete strains	$\epsilon_{diff} = \max([\sigma_s - k_t \times f_{ct,eff} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff}) / \rho_{p,eff}] / E_s, 0.6 \times \sigma_s / E_s) = \mathbf{0.00093}$
Greater tensile strain	$\epsilon_1 = \epsilon_s \times (h - x) / (d - x) = \mathbf{-0.00191}$
Lesser tensile strain	$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_s' \times x / (x - d')) = \mathbf{0.00000}$
Factor k1	$k_{1cs} = \mathbf{0.8}$
Factor k2	$k_{2cs} = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / (2 \times \epsilon_1) = \mathbf{0.500}$
Factor k3	$k_{3cs} = 3.40 = \mathbf{3.4}$
Factor k4	$k_{4cs} = \mathbf{0.425}$
Maximum crack spacing	$s_{r,max} = k_{3cs} \times c + k_{1cs} \times k_{2cs} \times k_{4cs} \times \phi_v / \rho_{p,eff} = \mathbf{285.0 \text{ mm}}$
Crack width	$w_k = s_{r,max} \times \epsilon_{diff} = \mathbf{0.265 \text{ mm}}$
Allowable crack width	$w_{k,max} = \mathbf{0.3 \text{ mm}}$
PASS - The maximum crack width is less than the maximum allowable	

Factory lifting check

Precast element details

Height of precast wall (x axis)	$L_{x,element} = \mathbf{6750 \text{ mm}}$
Width of precast wall (y axis)	$L_{y,element} = \mathbf{2800 \text{ mm}}$
Distance between lifting points (x axis)	$L_{x,lift} = \mathbf{4500 \text{ mm}}$
Distance between lifting points (y axis)	$L_{y,lift} = \mathbf{1500 \text{ mm}}$
Lifting load coefficient	$\phi_{lifting} = \mathbf{1.50}$
Partial factor for permanent actions	$\gamma_G = \mathbf{1.35}$
Formwork adhesion force	$Q_{formwork} = \mathbf{2.0 \text{ kN/m}^2}$

Enhancement of moments due to factory lifting

Negative moment assigned to column strip	$\mathbf{75 \%}$
Positive moment assigned to column strip	$\mathbf{55 \%}$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 96	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Width of the column strip

$$b_{col.strip} = \min(L_{x,lift}, L_{y,lift}) / 2 = 750 \text{ mm}$$

Analysis in x direction



Length of precast wall

$$L_{element} = L_{x,element} = 6750 \text{ mm}$$

Distance between lifting points

$$L_{lift} = L_{x,lift} = 4500 \text{ mm}$$

Thickness of precast wall section

$$h = 200 \text{ mm}$$

Width of precast section

$$b = L_{y,element} = 2800 \text{ mm}$$

Self weight of precast element

$$W_{self_precast} = b \times h \times \rho_{conc} \times g_{acc} + q_{formwork} \times b = 19.3 \text{ kN/m}$$

Lifting check (positive moment)

Design bending moment across full width of wall

$$M_{x,pos} = \gamma_G \times \phi_{lifting} \times (W_{self_precast} \times L_{lift}^2 / 8 - W_{self_precast} \times ((L_{element} - L_{lift}) / 2)^2 / 2) = 74.3 \text{ kNm}$$

Moment between lifting points

$$M_{Lift.Points} = M_{x,pos} \times L_{y,lift} / L_{y,element} = 39.8 \text{ kNm}$$

Moment assigned to column strip

$$M_{Col.Strip} = 0.55 \times M_{Lift.Points} = 21.9 \text{ kNm}$$

Equivalent enhanced full width moment

$$M = M_{Col.Strip} / b_{col.strip} \times L_{y,element} = 81.7 \text{ kNm}$$

Effective depth of tension reinforcement

$$d_x = 158 \text{ mm}$$

Redistribution ratio

$$\delta = 1.000$$

$$K = M / (b \times d_x^2 \times f_{ck}) = 0.033$$

$$K' = (2 \times \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c) \times (1 - \lambda_{sb} \times (\delta - k_1) / (2 \times k_2)) \times (\lambda_{sb} \times (\delta - k_1) / (2 \times k_2)) = 0.196$$

$K' > K$ - No compression reinforcement is required

Lever arm

$$z_{lever} = \min(0.5 \times d_x \times (1 + (1 - 2 \times K / (\eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}), 0.95 \times d_x) = 150 \text{ mm}$$

Depth of neutral axis

$$x = 2 \times (d_x - z_{lever}) / \lambda_{sb} = 20 \text{ mm}$$

Area of tension reinforcement required

$$A_{s,pos} = M / (f_{yd} \times z_{lever}) = 1252 \text{ mm}^2$$

Tension reinforcement provided

$$14 \phi @ 200 \text{ c/c}$$

Area of tension reinforcement provided

$$A_{s,prov} = 2155 \text{ mm}^2$$

Minimum area of reinforcement - exp.9.1N

$$A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d_x = 738 \text{ mm}^2$$

Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)

$$A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 22400 \text{ mm}^2$$

Required area of reinforcement

$$A_{s,req} = 1252 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} / A_{s,prov} = 0.58$$

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (negative moment)

Design bending moment across full width of wall

$$M_{x,neg} = \gamma_G \times \phi_{lifting} \times W_{self_precast} \times ((L_{element} - L_{lift}) / 2)^2 / 2 = 24.8 \text{ kNm}$$

Moment between lifting points

$$M_{Lift.Points} = M_{x,neg} \times L_{y,lift} / L_{y,element} = 13.3 \text{ kNm}$$

Moment assigned to column strip

$$M_{Col.Strip} = 0.75 \times M_{Lift.Points} = 10.0 \text{ kNm}$$

Equivalent enhanced full width moment

$$M = M_{Col.Strip} / b_{col.strip} \times L_{y,element} = 37.2 \text{ kNm}$$

Effective depth of tension reinforcement

$$d_x = 158 \text{ mm}$$

Redistribution ratio

$$\delta = 1.000$$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 97	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

$$K = M / (b \cdot d_x^2 \cdot \eta \cdot f_{ck}) = \mathbf{0.015}$$

$$K' = (2 \cdot \eta \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c) \cdot (1 - \lambda_{sb} \cdot (\delta - k_1) / (2 \cdot k_2)) \cdot (\lambda_{sb} \cdot (\delta - k_1) / (2 \cdot k_2)) = \mathbf{0.196}$$

$K' > K$ - No compression reinforcement is required

Lever arm

$$z_{lever} = \min(0.5 \cdot d_x \cdot (1 + (1 - 2 \cdot K) / (\eta \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}, 0.95 \cdot d_x) = \mathbf{150 \text{ mm}}$$

Depth of neutral axis

$$x = 2 \cdot z_{lever} \cdot (\lambda_{sb}) = \mathbf{20 \text{ mm}}$$

Area of tension reinforcement required

$$A_{s,neg} = M / (f_{yd} \cdot z_{lever}) = \mathbf{569 \text{ mm}^2}$$

Tension reinforcement provided

$$14 \phi @ 200 \text{ c/c}$$

Area of tension reinforcement provided

$$A_{s,prov} = \mathbf{2155 \text{ mm}^2}$$

Minimum area of reinforcement - exp.9.1N

$$A_{s,min} = \max(0.26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \cdot b \cdot d_x = \mathbf{738 \text{ mm}^2}$$

Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot b \cdot h = \mathbf{22400 \text{ mm}^2}$$

Required area of reinforcement

$$A_{s,req} = \mathbf{738 \text{ mm}^2}$$

$$A_{s,req} / A_{s,prov} = \mathbf{0.34}$$

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (Shear)

Design shear force at critical shear plane

$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot \phi_{lifting} \cdot W_{self_precast} \cdot \max(L_{lift} / 2, (L_{element} - L_{lift}) / 2) = \mathbf{88.1 \text{ kN}}$$

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

Depth of tension reinforcement

$$d_v = h - c_{nom} - \phi_h - \phi_v / 2 = \mathbf{158 \text{ mm}}$$

$$k_{shear} = \min(1 + (200 \text{ mm} / d_v)^{0.5}, 2) = \mathbf{2.000}$$

Tension reinforcement

$$A_{sl} = (\pi \cdot \phi^2 / 4) \cdot n \cdot s_x / 1 \text{ m} = \mathbf{2155 \text{ mm}^2}$$

Width of the cross section in tensile area

$$b_w = L_{y,element} = \mathbf{2800 \text{ mm}}$$

Longitudinal reinforcement ratio

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \cdot d_v), 0.02) = \mathbf{0.00487}$$

$$v_{min} = 0.035 \text{ N}^{0.5} / \text{mm} \cdot k_{shear}^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \mathbf{0.59 \text{ N/mm}^2}$$

Design shear resistance – exp. 6.2 a & b
 d_v

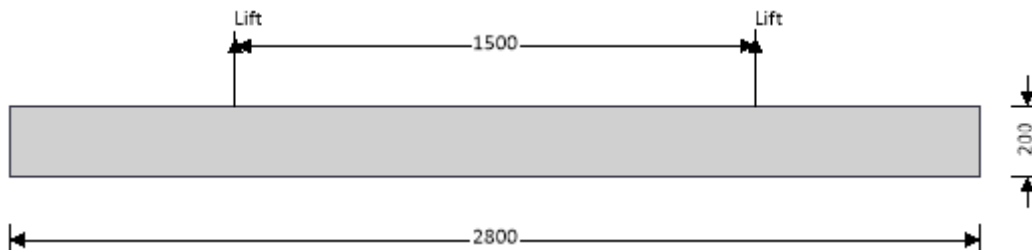
$$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \cdot k_{shear} \cdot (100 \text{ N}^2 / \text{mm}^4 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}, v_{min}) \cdot b_w \cdot d_v$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{273.3 \text{ kN}}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \mathbf{0.32}$$

PASS - Design shear resistance exceeds design shear force

Analysis in y direction



Length of precast wall

$$L_{element} = L_{y,element} = \mathbf{2800 \text{ mm}}$$

Distance between lifting points

$$L_{lift} = L_{y,lift} = \mathbf{1500 \text{ mm}}$$

Thickness of precast wall section

$$h = \mathbf{200 \text{ mm}}$$

Width of precast section

$$b = L_{x,element} = \mathbf{6750 \text{ mm}}$$

Self weight of precast element

$$W_{self_precast} = b \cdot h \cdot \rho_{conc} \cdot g_{acc} + q_{formwork} \cdot b = \mathbf{46.6 \text{ kN/m}}$$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 98	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Lifting check (positive moment)

Design bending moment across full width of wall	$M_{y,pos} = \gamma_G \eta \times \phi_{lifting} \eta \times (W_{self_precast} \eta \times L_{lift}^2 / 8 - W_{self_precast} \eta \times ((L_{element} - L_{lift}) / 2)^2 / 2) = \mathbf{6.6 \text{ kNm}}$
Moment between lifting points	$M_{Lift.Points} = M_{y,pos} \eta \times L_{x,lift} / L_{x,element} = \mathbf{4.4 \text{ kNm}}$
Moment assigned to column strip	$M_{Col.Strip} = 0.55 \eta \times M_{Lift.Points} = \mathbf{2.4 \text{ kNm}}$
Equivalent enhanced full width moment	$M = M_{Col.Strip} / b_{col.strip} \eta \times L_{x,element} = \mathbf{21.8 \text{ kNm}}$
Effective depth of tension reinforcement	$d_y = \mathbf{170 \text{ mm}}$
Redistribution ratio	$\delta = \mathbf{1.000}$
	$K = M / (b \eta \times d_y^2 \eta \times f_{ck}) = \mathbf{0.003}$
	$K' = (2 \eta \times \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c) \eta \times (1 - \lambda_{sb} \eta \times (\delta - k_1) / (2 \eta \times k_2)) \eta \times (\lambda_{sb} \eta \times (\delta - k_1) / (2 \eta \times k_2)) = \mathbf{0.196}$
	$K' > K$ - No compression reinforcement is required
Lever arm	$z_{lever} = \min(0.5 \eta \times d_y \eta \times (1 + (1 - 2 \eta \times K / (\eta \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}), 0.95 \eta \times d_y) = \mathbf{162 \text{ mm}}$
Depth of neutral axis	$x = 2 \eta \times (d_y - z_{lever}) / \lambda_{sb} = \mathbf{21 \text{ mm}}$
Area of tension reinforcement required	$A_{s,pos} = M / (f_{yd} \eta \times z_{lever}) = \mathbf{310 \text{ mm}^2}$
Tension reinforcement provided	$10 \phi @ 200 \text{ c/c}$
Area of tension reinforcement provided	$A_{s,prov} = \mathbf{2651 \text{ mm}^2}$
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{s,min} = \max(0.26 \eta \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \eta \times b \eta \times d_y = \mathbf{1915 \text{ mm}^2}$
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)	$A_{s,max} = 0.04 \eta \times b \eta \times h = \mathbf{54000 \text{ mm}^2}$
Required area of reinforcement	$A_{s,req} = \mathbf{1915 \text{ mm}^2}$
	$A_{s,req} / A_{s,prov} = \mathbf{0.72}$

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (negative moment)

Design bending moment across full width of wall	$M_{y,neg} = \gamma_G \eta \times \phi_{lifting} \eta \times W_{self_precast} \eta \times ((L_{element} - L_{lift}) / 2)^2 / 2 = \mathbf{19.9 \text{ kNm}}$
Moment between lifting points	$M_{Lift.Points} = M_{y,neg} \eta \times L_{x,lift} / L_{x,element} = \mathbf{13.3 \text{ kNm}}$
Moment assigned to column strip	$M_{Col.Strip} = 0.75 \eta \times M_{Lift.Points} = \mathbf{10.0 \text{ kNm}}$
Equivalent enhanced full width moment	$M = M_{Col.Strip} / b_{col.strip} \eta \times L_{x,element} = \mathbf{89.7 \text{ kNm}}$
Effective depth of tension reinforcement	$d_y = \mathbf{170 \text{ mm}}$
Redistribution ratio	$\delta = \mathbf{1.000}$
	$K = M / (b \eta \times d_y^2 \eta \times f_{ck}) = \mathbf{0.013}$
	$K' = (2 \eta \times \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c) \eta \times (1 - \lambda_{sb} \eta \times (\delta - k_1) / (2 \eta \times k_2)) \eta \times (\lambda_{sb} \eta \times (\delta - k_1) / (2 \eta \times k_2)) = \mathbf{0.196}$
	$K' > K$ - No compression reinforcement is required
Lever arm	$z_{lever} = \min(0.5 \eta \times d_y \eta \times (1 + (1 - 2 \eta \times K / (\eta \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}), 0.95 \eta \times d_y) = \mathbf{162 \text{ mm}}$
Depth of neutral axis	$x = 2 \eta \times (d_y - z_{lever}) / \lambda_{sb} = \mathbf{21 \text{ mm}}$
Area of tension reinforcement required	$A_{s,neg} = M / (f_{yd} \eta \times z_{lever}) = \mathbf{1277 \text{ mm}^2}$
Tension reinforcement provided	$10 \phi @ 200 \text{ c/c}$
Area of tension reinforcement provided	$A_{s,prov} = \mathbf{2651 \text{ mm}^2}$
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{s,min} = \max(0.26 \eta \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \eta \times b \eta \times d_y = \mathbf{1915 \text{ mm}^2}$
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)	$A_{s,max} = 0.04 \eta \times b \eta \times h = \mathbf{54000 \text{ mm}^2}$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 99	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Required area of reinforcement

$$A_{s,req} = 1915 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} / A_{s,prov} = 0.72$$

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (Shear)

Design shear force at critical shear plane

$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot \phi_{lifting} \cdot W_{self_precast} \cdot \max(L_{lift} / 2, (L_{element} - L_{lift}) / 2) = 70.8 \text{ kN}$$

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

Depth of tension reinforcement

$$d_v = h - c_{nom} - \phi_h / 2 = 170 \text{ mm}$$

$$k_{shear} = \min(1 + (200 \text{ mm} / d_v)^{0.5}, 2) = 2.000$$

Tension reinforcement

$$A_{sl} = (\pi \cdot \phi^2 / 4) \cdot \phi \cdot (1000 \text{ mm} / s_y) / 1 \text{ m} \cdot b = 2651 \text{ mm}^2$$

Width of the cross section in tensile area

$$b_w = L_{x,element} = 6750 \text{ mm}$$

Longitudinal reinforcement ratio

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \cdot d_v), 0.02) = 0.00231$$

$$v_{min} = 0.035 \text{ N}^{0.5}/\text{mm} \cdot k_{shear}^{3/2} \cdot \phi \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.59 \text{ N/mm}^2$$

Design shear resistance – exp. 6.2 a & b
 d_v

$$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \cdot k_{shear} \cdot (100 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \cdot \phi \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}, v_{min}) \cdot b_w \cdot \phi$$

$$V_{Rd,c} = 672.0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = 0.11$$

PASS - Design shear resistance exceeds design shear force

Lifting check (Punching shear)

Punching shear resistance without shear reinforcement

Effective depth to reinforcement

$$d_{eff} = (d_x + d_y) / 2 = 164 \text{ mm}$$

Bar diameter in x direction

$$\phi_x = 14 \text{ mm}$$

Bar diameter in y direction

$$\phi_y = 10 \text{ mm}$$

Tension reinforcement x direction

$$A_{sl,x} = (\pi \cdot \phi_x^2 / 4) \cdot \phi \cdot (1000 \text{ mm} / s_x) / 1 \text{ m} \cdot L_{y,element} = 2155 \text{ mm}^2$$

Tension reinforcement y direction

$$A_{sl,y} = (\pi \cdot \phi_y^2 / 4) \cdot \phi \cdot (1000 \text{ mm} / s_y) / 1 \text{ m} \cdot L_{x,element} = 2651 \text{ mm}^2$$

Longitudinal reinforcement ratio - cl. 6.4.4(1)

$$\rho_{lx} = \min(A_{sl,x} / (L_{y,element} \cdot d_x), 0.02) = 0.00487$$

$$\rho_{ly} = \min(A_{sl,y} / (L_{x,element} \cdot d_y), 0.02) = 0.00231$$

$$\rho_{lxy} = \min(\phi \cdot (\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}), 0.02) = 0.00335$$

$$k_{punc} = \min(1 + \phi \cdot (200 \text{ mm} / d_{eff}), 2) = 2.0$$

$$v_{min,punc} = 0.035 \text{ N}^{0.5}/\text{mm} \cdot k_{punc}^{3/2} \cdot \phi \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.59 \text{ N/mm}^2$$

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

Punching shear at control perimeter from lifting point

Lifting point centre

$$x_{centre} = 1125 \text{ mm}$$

$$y_{centre} = 650 \text{ mm}$$

Basic control perimeter distance

$$r_1 = 2 \cdot d_{eff} = 328 \text{ mm}$$

Punching shear perimeter classification

Internal

Punching shear perimeter

$$u_1 = 2 \cdot \pi \cdot r_1 = 2061 \text{ mm}$$

Design punching shear force

$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot \phi_{lifting} \cdot (L_{x,element} \cdot L_{y,element} \cdot h \cdot \rho_{conc} \cdot g_{acc} + Q_{formwork}) \cdot (L_{x,element} \cdot L_{y,element}) / 4 = 66.1 \text{ kN}$$

Design punching shear stress – exp. 6.38

$$v_{Ed} = V_{Ed} / (u_1 \cdot d_{eff}) = 0.20 \text{ N/mm}^2$$

Design punching shear resistance -exp. 6.47

$$V_{Rd,c,punc} = \max(C_{Rd,c,punc} \cdot k_{punc} \cdot (100 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \cdot \rho_{lxy} \cdot \phi \cdot f_{ck})^{1/3}, v_{min,punc})$$

$$V_{Rd,c,punc} = 0.59 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,c,punc} = 0.33$$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 100	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

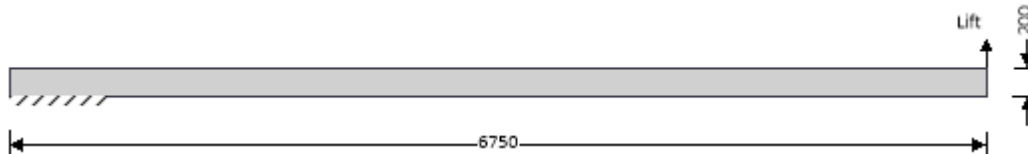
PASS - Punching shear capacity exceeds design punching shear stress

On site pitching check

Precast element details

Height of precast wall (x axis)	$L_{x,element} = 6750 \text{ mm}$
Width of precast wall (y axis)	$L_{y,element} = 2800 \text{ mm}$
Pitching points at top of wall (x axis)	
Distance between pitching points (y axis)	$L_{y,Pitching} = 1200 \text{ mm}$
Lifting load coefficient	$\phi_{pitching} = 1.25$
Partial factor for permanent actions	$\gamma_G = 1.35$

Analysis in x direction



Length of precast wall	$L_{element} = L_{x,element} = 6750 \text{ mm}$
Lifting points at top of wall	$L_{lift} = L_{element} = 6750 \text{ mm}$
Thickness of precast wall section	$h = 200 \text{ mm}$
Width of precast section	$b = L_{y,element} = 2800 \text{ mm}$
Self weight of precast element	$W_{self_precast} = b \times h \times \rho_{conc} \times g_{acc} = 13.7 \text{ kN/m}$

Lifting check (positive moment)

Design bending moment (at 0 mm)	$M = \gamma_G \times \phi_{pitching} \times W_{self_precast_Pitching_x} \times L_{element}^2 / 8 = 132.0 \text{ kNm}$
Effective depth of tension reinforcement	$d_x = 158 \text{ mm}$
Redistribution ratio	$\delta = 1.000$
	$K = M / (b \times d_x^2 \times f_{ck}) = 0.054$
	$K' = (2 \times \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_C) \times (1 - \lambda_{sb} \times (\delta - k_1) / (2 \times k_2)) \times (\lambda_{sb} \times (\delta - k_1) / (2 \times k_2)) = 0.196$
	$K' > K$ - No compression reinforcement is required
Lever arm	$Z_{lever} = \min(0.5 \times d_x \times (1 + (1 - 2 \times K / (\eta \times \alpha_{cc} / \gamma_C))^{0.5}), 0.95 \times d_x) = 150 \text{ mm}$
Depth of neutral axis	$x = 2 \times (d_x - Z_{lever}) / \lambda_{sb} = 20 \text{ mm}$
Area of tension reinforcement required	$A_{s,pos} = M / (f_{yd} \times Z_{lever}) = 2022 \text{ mm}^2$
Tension reinforcement provided	14 ϕ @ 200 c/c
Area of tension reinforcement provided	$A_{s,prov} = 2155 \text{ mm}^2$
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d_x = 738 \text{ mm}^2$
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)	$A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 22400 \text{ mm}^2$
Required area of reinforcement	$A_{s,req} = 2022 \text{ mm}^2$
	$A_{s,req} / A_{s,prov} = 0.94$

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (Shear)

Design shear force at critical shear plane	$V_{Ed} = \gamma_G \times \phi_{pitching} \times W_{self_precast_Pitching_x} \times L_{element} / 2 = 78.2 \text{ kN}$
	$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_C = 0.12$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati P dhe Kati 1]		Sheet no./rev. 101	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Depth of tension reinforcement $d_v = h - c_{nom} - \phi_h - \phi_v / 2 = \mathbf{158 \text{ mm}}$

Tension reinforcement $k_{shear} = \min(1 + (200 \text{ mm} / d_v)^{0.5}, 2) = \mathbf{2.000}$

Width of the cross section in tensile area $A_{sl} = (\pi \text{ } \Re \times \phi^2 / 4) \text{ } \Re \times (1000 \text{ mm} / s_x) / 1 \text{ m } \Re \times b = \mathbf{2155 \text{ mm}^2}$

Longitudinal reinforcement ratio $b_w = L_{y,element} = \mathbf{2800 \text{ mm}}$

Design shear resistance – exp. 6.2 a & b $\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \text{ } \Re \times d_v), 0.02) = \mathbf{0.00487}$

$v_{min} = 0.035 \text{ N}^{0.5}/\text{mm} \text{ } \Re \times k_{shear}^{-3/2} \text{ } \Re \times f_{ck}^{1/2} = \mathbf{0.59 \text{ N/mm}^2}$

$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \text{ } \Re \times k_{shear} \text{ } \Re \times (100 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \text{ } \Re \times \rho_l \text{ } \Re \times f_{ck})^{1/3}, v_{min}) \text{ } \Re \times b_w \text{ } \Re \times d_v$

$V_{Rd,c} = \mathbf{273.3 \text{ kN}}$

$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \mathbf{0.29}$

PASS - Design shear resistance exceeds design shear force

Lifting check (Punching shear)

Punching shear resistance without shear reinforcement

Effective depth to reinforcement $d_{eff} = (d_x + d_y) / 2 = \mathbf{164 \text{ mm}}$

Bar diameter in x direction $\phi_x = \mathbf{14 \text{ mm}}$

Bar diameter in y direction $\phi_y = \mathbf{10 \text{ mm}}$

Tension reinforcement x direction $A_{sl,x} = (\pi \text{ } \Re \times \phi_x^2 / 4) \text{ } \Re \times (1000 \text{ mm} / s_x) / 1 \text{ m } \Re \times L_{y,element} = \mathbf{2155 \text{ mm}^2}$

Tension reinforcement y direction $A_{sl,y} = (\pi \text{ } \Re \times \phi_y^2 / 4) \text{ } \Re \times (1000 \text{ mm} / s_y) / 1 \text{ m } \Re \times L_{x,element} = \mathbf{2651 \text{ mm}^2}$

Longitudinal reinforcement ratio - cl. 6.4.4(1) $\rho_{lx} = \min(A_{sl,x} / (L_{y,element} \text{ } \Re \times d_x), 0.02) = \mathbf{0.00487}$

$\rho_{ly} = \min(A_{sl,y} / (L_{x,element} \text{ } \Re \times d_y), 0.02) = \mathbf{0.00231}$

$\rho_{lxy} = \min(\phi \times (\rho_{lx} \text{ } \Re \times \rho_{ly}), 0.02) = \mathbf{0.00335}$

$k_{punc} = \min(1 + \phi (200 \text{ mm} / d_{eff}), 2) = \mathbf{2.0}$

$v_{min,punc} = 0.035 \text{ N}^{0.5}/\text{mm} \text{ } \Re \times k_{punc}^{3/2} \text{ } \Re \times f_{ck}^{1/2} = \mathbf{0.59 \text{ N/mm}^2}$

$C_{Rd,c,punc} = 0.18 / \gamma_C = \mathbf{0.12}$

Punching shear at control perimeter from lifting point

Lifting point centre $x_{centre} = \mathbf{0 \text{ mm}}$

$y_{centre} = \mathbf{800 \text{ mm}}$

Basic control perimeter distance $r_1 = 2 \text{ } \Re \times d_{eff} = \mathbf{328 \text{ mm}}$

Punching shear perimeter classification **EdgeY**

Punching shear perimeter $u_1 = \pi \text{ } \Re \times r_1 + 2 \text{ } \Re \times x_{centre} = \mathbf{1030 \text{ mm}}$

Design punching shear force $V_{Ed} = \gamma_G \text{ } \Re \times \phi_{pitching} \text{ } \Re \times (L_{x,element} \text{ } \Re \times L_{y,element} \text{ } \Re \times h \text{ } \Re \times \rho_{conc} \text{ } \Re \times g_{acc}) / 4 = \mathbf{39.1 \text{ kN}}$

Design punching shear stress – exp. 6.38 $V_{Ed} = V_{Ed} / (u_1 \text{ } \Re \times d_{eff}) = \mathbf{0.23 \text{ N/mm}^2}$

Design punching shear resistance -exp. 6.47 $V_{Rd,c,punc} = \max(C_{Rd,c,punc} \text{ } \Re \times k_{punc} \text{ } \Re \times (100 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \text{ } \Re \times \rho_{lxy} \text{ } \Re \times f_{ck})^{1/3}, v_{min,punc})$

$V_{Rd,c,punc} = \mathbf{0.59 \text{ N/mm}^2}$

$V_{Ed} / V_{Rd,c,punc} = \mathbf{0.40}$

PASS - Punching shear capacity exceeds design punching shear stress

PRECAST WALL DESIGN (EN 1992)

In accordance with EN1992-1-1:2004 incorporating corrigendum January 2008 and the recommended values

Tedds calculation version 1.1.01

Design summary

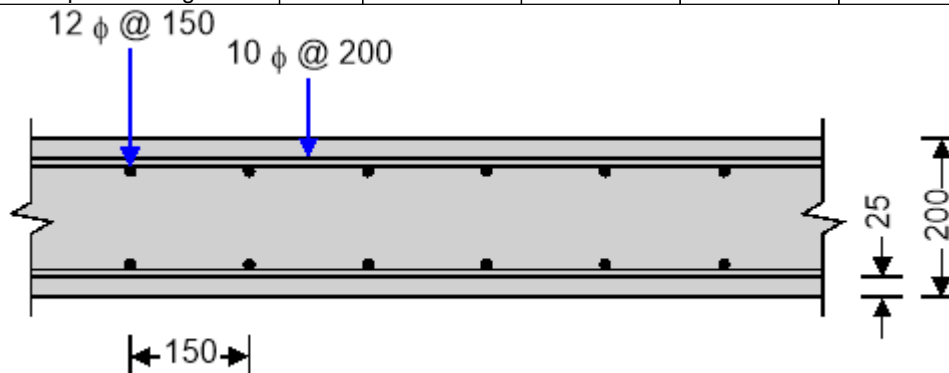
Description	Unit	Allowable	Actua	Utilisation	Result
Crack width	mm	0.30	0.10	0.33	PASS

Design moment is 51 kNm/m (inside int. diagram) - PASS

Refer to the interaction diagram

Design summary - lifting checks

Description	Unit	Provided	Required	Utilisation	Result
Top reinf. - y axis - Lifting	mm ²	2651	1915	0.723	PASS
Bot reinf. - y axis - Lifting	mm ²	2651	1915	0.723	PASS
Shear cap. - y axis - Lifting	kN	672.0	70.8	0.105	PASS
Top reinf. - x axis - Lifting	mm ²	2111	743	0.352	PASS
Bot reinf. - x axis - Pitching	mm ²	2111	2009	0.952	PASS
Shear cap. - x axis - Lifting	kN	272.5	88.1	0.323	PASS
Punching shear cap. - Pitching	N/mm ²	0.59	0.23	0.393	PASS



Wall input details

Wall geometry

Thickness	$h = 200$ mm
Length	$b = 1000$ mm/m
Clear height between restraints	$l = 2800$ mm
Stability about minor axis	Braced

Concrete details

Concrete strength class	C35/45
Partial safety factor for concrete (2.4.2.4(1))	$\gamma_c = 1.50$
Coefficient α_{cc} (3.1.6(1))	$\alpha_{cc} = 1.00$
Maximum aggregate size	$d_g = 20$ mm

Reinforcement details

Reinforcement in outer layer	Horizontal
Nominal cover to outer layer	$c_{nom} = 25$ mm
Vertical bar diameter	$\phi_v = 12$ mm

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati 2 dhe Kati 3]		Sheet no./rev. 103	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Spacing of vertical reinforcement	$S_v = 150$ mm
Area of vertical reinforcement (per face)	$A_{sv} = 754$ mm ² /m
Horizontal bar diameter	$\phi_h = 10$ mm
Spacing of horizontal reinforcement	$S_h = 200$ mm
Area of horizontal reinforcement (per face)	$A_{sh} = 393$ mm ² /m
Characteristic yield strength	$f_{yk} = 500$ N/mm ²
Partial safety factor for reinft (2.4.2.4(1))	$\gamma_s = 1.15$
Modulus of elasticity of reinft (3.2.7(4))	$E_s = 200.0$ kN/mm ²

Fire resistance details

Fire resistance period	$R = 60$ min
Exposure to fire	Exposed on two sides
Ratio of fire design axial load to design resistance	$\mu_{fi} = 0.70$

Axial load and bending moments from frame analysis

Design axial load	$N_{Ed} = 938.0$ kN/m
Moment about minor axis at top	$M_{top} = 11.0$ kNm/m
Moment about minor axis at bottom	$M_{btm} = 14.0$ kNm/m

Wall effective length factor

Effective length factor for buckling about minor axis $f = 1.00$

Crack width details

Axial load due to quasi-permanent SLS.	$N_{Ed_SLS} = 250.0$ kN/m
Moment at top due to quasi-permanent SLS.	$M_{top_SLS} = 9.0$ kNm/m
Moment at btm due to quasi-permanent SLS.	$M_{btm_SLS} = 13.0$ kNm/m
Duration of applied loading	Long term
Maximum allowable crack width	$w_{k_max} = 0.3$ mm

Calculated wall properties

Concrete properties

Area of concrete	$A_c = h \times b = 200000$ mm ² /m
Characteristic compression cylinder strength	$f_{ck} = 35$ N/mm ²
Design compressive strength (3.1.6(1))	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 23.3$ N/mm ²
Mean value of cylinder strength (Table 3.1)	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa = 43.0 N/mm ²
Mean value of tensile strength	$f_{ctm} = 3.21$ N/mm ²
Secant modulus of elasticity (Table 3.1)	$E_{cm} = 22000$ MPa $\times (f_{cm} / 10$ MPa) ^{0.3} = 34.1 kN/mm ²
Long-term effects on tensile strength coefficient	$\alpha_{ct} = 1.0$
Mean value of axial tensile strength	$f_{ctm} = 0.3$ N/mm ² $\times (f_{ck} / 1$ N/mm ²) ^{2/3} = 3.2 N/mm ²
Characteristic axial tensile strength of concrete	$f_{ctk,0.05} = 0.7$ $\times f_{ctm} = 2.2$ N/mm ²
Design tensile strength	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.5$ N/mm ²
Ultimate strain – Table 3.1	$\epsilon_{cu2} = 0.00350$
Bending coefficient	$k_1 = 0.44 = 0.44$
Bending coefficient	$k_2 = 1.25 \times (0.6 + 0.0014 / \epsilon_{cu2}) = 1.25$
Bending coefficient	$k_3 = 0.54 = 0.54$
Bending coefficient	$k_4 = 1.25 \times (0.6 + 0.0014 / \epsilon_{cu2}) = 1.25$
Concrete strength limit in shear	C90/105
Maximum cylinder strength in shear	$f_{ck,lim} = 90.0$ N/mm ²

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati 2 dhe Kati 3]		Sheet no./rev. 104	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
App'd by	Date		

Density of reinforced concrete $\rho_{conc} = 2500 \text{ kg/m}^3$

Rectangular stress block factors

Depth factor (3.1.7(3)) $\lambda_{sb} = 0.8$

Stress factor (3.1.7(3)) $\eta = 1.0$

Strain limits

Compression strain limit (Table 3.1) $\epsilon_{cu3} = 0.00350$

Pure compression strain limit (Table 3.1) $\epsilon_{c3} = 0.00175$

Design yield strength of reinforcement

Design yield strength (3.2.7(2)) $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 434.8 \text{ MPa}$

Check nominal cover for fire and bond requirements

Min. cover reqd for bond (4.4.1.2(3)) $C_{min,b} = \max(\phi_h, \phi_v - \phi_h) = 10 \text{ mm}$

Min axis distance for fire (EN1992-1-2 T 5.4) $a_{fi} = 10 \text{ mm}$

Allowance for deviations from min cover (4.4.1.3) $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm}$

Min allowable nominal cover $C_{nom,min} = \max(a_{fi} - \phi_h / 2, C_{min,b} + \Delta C_{dev}) = 15 \text{ mm}$

PASS - the nominal cover is greater than the minimum required

Effective depth of vertical bars

Effective depth $d = h - C_{nom} - \phi_h - \phi_v / 2 = 159 \text{ mm}$

Depth to compression face bars $d' = C_{nom} + \phi_h + \phi_v / 2 = 41 \text{ mm}$

Wall effective length

Wall effective length $l_0 = f \times l = 2800 \text{ mm}$

Column slenderness

Radius of gyration about minor axis $i = h / \sqrt{12} = 5.8 \text{ cm}$

Minor axis slenderness ratio (5.8.3.2(1)) $\lambda = l_0 / i = 48.5$

Design bending moments

Frame analysis moments combined with moments due to imperfections (cl. 5.2 & 6.1(4))

Ecc. due to geometric imperfections $e_i = l_0 / 400 = 7.0 \text{ mm}$

Minimum end moment about minor axis $M_{01} = \min(\text{abs}(M_{top}), \text{abs}(M_{btm})) + e_i \times N_{Ed} = 17.6 \text{ kNm/m}$

Maximum end moment about minor axis $M_{02} = \max(\text{abs}(M_{top}), \text{abs}(M_{btm})) + e_i \times N_{Ed} = 20.6 \text{ kNm/m}$

Slenderness limit for buckling about minor axis (cl. 5.8.3.1)

Factor A $A = 0.7$

Mechanical reinforcement ratio $\omega = 2 \times A_{sv} \times f_{yd} / (A_c \times f_{cd}) = 0.140$

Factor B $B = \sqrt{1 + 2 \times \omega} = 1.132$

Moment ratio $r_m = M_{01} / M_{02} = 0.854$

Factor C $C = 1.7 - r_m = 0.846$

Relative normal force $n = N_{Ed} / (A_c \times f_{cd}) = 0.201$

Slenderness limit $\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times C / \sqrt{n} = 29.9$

$\lambda > \lambda_{lim}$ - Second order effects must be considered

Second order bending moment about minor axis (cl. 5.8.8.2 & 5.8.8.3)

Parameter n_u $n_u = 1 + \omega = 1.140$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati 2 dhe Kati 3]		Sheet no./rev. 105	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Approx value of n at max moment of resistance	$n_{bal} = 0.4$
Axial load correction factor	$K_r = \min(1.0, (n_u - n) / (n_u - n_{bal})) = 1.000$
Reinforcement design strain	$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 0.00217$
Basic curvature	$curve_{basic} = \epsilon_{yd} / (0.45 \times d) = 0.0000304 \text{ mm}^{-1}$
Notional size of wall	$h_0 = 2 \times h \times b / (2 \times b) = 200 \text{ mm}$
Factor α_1 (Annex B.1(1))	$\alpha_1 = (35 \text{ MPa} / f_{cm})^{0.7} = 0.866$
Factor α_2 (Annex B.1(1))	$\alpha_2 = (35 \text{ MPa} / f_{cm})^{0.2} = 0.960$
Relative humidity factor (Annex B.1(1))	$\phi_{RH} = [1 + ((1 - RH / 100\%) / (0.1 \text{ mm}^{-1/3} \times (h_0)^{1/3})) \times \alpha_1] \times \alpha_2 = 1.670$
Concrete strength factor (Annex B.1(1))	$\beta_{fcm} = 16.8 \times (1 \text{ MPa})^{1/2} / \sqrt{f_{cm}} = 2.6$
Concrete age factor (Annex B.1(1))	$\beta_{t0} = 1 / (0.1 + (t_0 / 1 \text{ day})^{0.2}) = 0.635$
Notional creep coefficient (Annex B.1(1))	$\phi_0 = \phi_{RH} \times \beta_{fcm} \times \beta_{t0} = 2.715$
Final creep development factor (at $t = \hat{A}\hat{\epsilon}$)	$\beta_{c\infty} = 1.0$
Final creep coefficient (Annex B.1(1))	$\phi_{\infty} = \phi_0 \times \beta_{c\infty} = 2.715$
Effective creep ratio (5.8.4(2))	$\phi_{ef} = \phi_{\infty} \times \Gamma_M = 2.172$
Factor β	$\beta = 0.35 + f_{ck} / 200 \text{ MPa} - \lambda / 150 = 0.202$
Creep factor	$K_{\phi} = \max(1.0, 1 + \beta \times \phi_{ef}) = 1.438$
Modified curvature	$curve_{mod} = K_r \times K_{\phi} \times curve_{basic} = 0.0000437 \text{ mm}^{-1}$
Curvature distribution factor	$c = 10$
Deflection	$e_2 = curve_{mod} \times l_0^2 / c = 34.3 \text{ mm}$
Nominal 2 nd order moment	$M_2 = N_{Ed} \times e_2 = 32.1 \text{ kNm/m}$

Design bending moment about minor axis (cl. 5.8.8.2)

Equivalent moment	$M_{0e} = \max(0.6 \eta \times M_{02} + 0.4 \eta \times M_{01}, 0.4 \eta \times M_{02}) = 19.4 \text{ kNm/m}$
Design moment	$M_{Ed} = \max(M_{02}, M_{0e} + M_2, M_{01} + 0.5 \times M_2, N_{Ed} \times \max(h/30, 20 \text{ mm}))$ $M_{Ed} = 51.5 \text{ kNm/m}$

Axial compression capacity with zero moment

Strain with uniform compression (Fig. 6.1)	$\epsilon_0 = \epsilon_{c3} = 0.00175$
Stress in reinforcement	$\sigma_0 = \min(\epsilon_0 \times E_s, f_{yd}) = 350.0 \text{ N/mm}^2$
Axial load capacity	$N_{Rd0} = (2 \times A_{sv} \times \sigma_0) + (A_c - 2 \times A_{sv}) \times f_{cd} = 5159.3 \text{ kN/m}$

Axial load and bending capacity with zero strain in tension face reinforcement

Moment of resistance of concrete

Depth to neutral axis	$z_1 = d = 159.0 \text{ mm}$
Concrete compression force	$F_{c1} = (\eta \times f_{cd}) \times (\lambda_{sb} \times z_1) \times b = 2968.0 \text{ kN/m}$
Concrete moment of resistance	$M_{c1} = F_{c1} \times (h / 2 - (\lambda_{sb} \times z_1) / 2) = 108.0 \text{ kNm/m}$

Moment of resistance of reinforcement

Strain in tension face bars	$\epsilon_1 = \epsilon_{cu3} \times (1 - d / z_1) = 0.00000$
Force in tension face bars	$F_{s1} = A_{sv} \times \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_1) = 0.0 \text{ kN/m}$
Mt of resistance of tension face bars	$M_{s1} = F_{s1} \times (d - h / 2) = 0.0 \text{ kNm/m}$
Strain in compression face bars	$\epsilon_1' = \epsilon_{cu3} \times (1 - d' / z_1) = 0.00260$
Stress in compression face bars	$\sigma_1' = \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_1') = 434.8 \text{ N/mm}^2$
Force in compression face bars	$F_{s1}' = \text{if}(d' > \lambda_{sb} \times z_1, A_{sv} \times \sigma_1', A_{sv} \times (\sigma_1' - \eta \times f_{cd})) = 310.2 \text{ kN/m}$
Mt of resistance of compression face bars	$M_{s1}' = F_{s1}' \times (h / 2 - d') = 18.3 \text{ kNm/m}$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati 2 dhe Kati 3]		Sheet no./rev. 106	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Combined axial load and moment resistance

Axial load capacity $N_{Rd1} = F_{c1} + F_{s1} + F_{s1}' = \mathbf{3278.2}$ kN/m
 Moment of resistance $M_{Rd1} = M_{c1} - M_{s1} + M_{s1}' = \mathbf{126.3}$ kNm/m

Axial load and bending capacity with concrete at ultimate strain and tension steel at yield

This is often referred to as the 'balance failure point'.

Moment of resistance of concrete

Strain in tension reinforcement $\epsilon_2 = -1 \times f_{yd} / E_s = \mathbf{-0.00217}$
 Depth to neutral axis $Z_2 = d \times (\epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} - \epsilon_2)) = \mathbf{98.1}$ mm
 Concrete compression force(3.1.7(3)) $F_{c2} = (\eta \times f_{cd}) \times (\lambda_{sb} \times Z_2) \times b = \mathbf{1830.8}$ kN/m
 Concrete moment of resistance $M_{c2} = F_{c2} \times (h / 2 - (\lambda_{sb} \times Z_2) / 2) = \mathbf{111.3}$ kNm/m

Moment of resistance of reinforcement

Strain in tension face bars $\epsilon_2 = \mathbf{-0.00217}$
 Force in tension face bars $F_{s2} = A_{sv} \times E_s \times \epsilon_2 = \mathbf{-327.8}$ kN/m
 Mt of resistance of tension face bars $M_{s2} = F_{s2} \times (d - h / 2) = \mathbf{-19.3}$ kNm/m
 Strain in compression face bars $\epsilon_2' = \epsilon_{cu3} \times (1 - d' / Z_2) = \mathbf{0.00204}$
 Stress in compression face bars $\sigma_2' = \text{if}(\epsilon_2' < 0, \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_2'), \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_2')) = \mathbf{407.4}$ N/mm²
 Force in compression face bars $F_{s2}' = \text{if}(d' > \lambda_{sb} \times Z_2, A_{sv} \times \sigma_2', A_{sv} \times (\sigma_2' - \eta \times f_{cd})) = \mathbf{289.6}$ kN/m
 Mt of resistance of compression face bars $M_{s2}' = F_{s2}' \times (h / 2 - d') = \mathbf{17.1}$ kNm/m

Combined axial load and moment resistance

Axial load capacity $N_{Rd2} = F_{c2} + F_{s2} + F_{s2}' = \mathbf{1792.6}$ kN/m
 Moment of resistance $M_{Rd2} = M_{c2} - M_{s2} + M_{s2}' = \mathbf{147.7}$ kNm/m

Moment capacity with zero axial load

Moment of resistance of concrete

By iteration:-
 Position of neutral axis $Z_3 = \mathbf{29.0}$ mm
 Concrete compression force(3.1.7(3)) $F_{c3} = \eta \times f_{cd} \times \min(\lambda_{sb} \times Z_3, h) \times b = \mathbf{541.3}$ kN/m
 Moment of resistance $M_{c3} = F_{c3} \times [h / 2 - (\min(\lambda_{sb} \times Z_3, h)) / 2] = \mathbf{47.9}$ kNm/m

Moment of resistance of reinforcement

Strain in tension face bars $\epsilon_3 = \epsilon_{cu3} \times (1 - d / Z_3) = \mathbf{-0.01569}$
 Force in tension face bars $F_{s3} = A_{sv} \times \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_3) = \mathbf{-327.8}$ kN/m
 Mt of resistance of tension face bars $M_{s3} = F_{s3} \times (d - h / 2) = \mathbf{-19.3}$ kNm/m
 Strain in compression face bars $\epsilon_3' = \epsilon_{cu3} \times (1 - d' / Z_3) = \mathbf{-0.00145}$
 Stress in compression face bars $\sigma_3' = \text{if}(\epsilon_3' < 0, \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_3'), \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_3')) = \mathbf{-289.7}$ N/mm²
 Force in compression face bars $F_{s3}' = \text{if}(d' > \lambda_{sb} \times Z_3, A_{sv} \times \sigma_3', A_{sv} \times (\sigma_3' - \eta \times f_{cd})) = \mathbf{-218.4}$ kN/m
 Mt of resistance of compression face bars $M_{s3}' = F_{s3}' \times (h / 2 - d') = \mathbf{-12.9}$ kNm/m
 Resultant concrete/steel force $F_3 = F_{c3} + F_{s3} + F_{s3}' = \mathbf{-4.9}$ kN/m

PASS - This is approximately equal to zero (< 0.1% of N_{Rd0})

Combined moment of resistance

Moment of resistance about z axis $M_{Rd3} = M_{c3} - M_{s3} + M_{s3}' = \mathbf{54.3}$ kNm/m

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati 2 dhe Kati 3]		Sheet no./rev. 107	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Axial load and bending capacity with NA depth 1.25 times that for zero strain in tension face reinforcement

Moment of resistance of concrete

Depth to neutral axis $z_4 = 1.25 \times d = \mathbf{198.8 \text{ mm}}$
 Concrete compression force(3.1.7(3)) $F_{c4} = (\eta \times f_{cd}) \times \min(h, (\lambda_{sb} \times z_4)) \times b = \mathbf{3710.0 \text{ kN/m}}$
 Concrete moment of resistance $M_{c4} = F_{c4} \times (h / 2 - \min(h, (\lambda_{sb} \times z_4)) / 2) = \mathbf{76.1 \text{ kNm/m}}$

Moment of resistance of reinforcement

Strain in tension face bars $\epsilon_4 = \epsilon_{cu3} \times (1 - d / z_4) = \mathbf{0.00070}$
 Stress in 'tension' face bars $\sigma_4 = \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_4) = \mathbf{140.0 \text{ N/mm}^2}$
 Force in 'tension' face bars $F_{s4} = \text{if}(d > \lambda_{sb} \times z_4, A_{sv} \times \sigma_4, A_{sv} \times (\sigma_4 - \eta \times f_{cd})) = \mathbf{88.0 \text{ kN/m}}$
 Mt of resistance of tension face bars $M_{s4} = F_{s4} \times (d - h / 2) = \mathbf{5.2 \text{ kNm/m}}$
 Strain in compression face bars $\epsilon_4' = \epsilon_{cu3} \times (1 - d' / z_4) = \mathbf{0.00278}$
 Stress in 'compression' face bars $\sigma_4' = \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_4') = \mathbf{434.8 \text{ N/mm}^2}$
 Force in 'compression' face bars $F_{s4}' = A_{sv} \times (\sigma_4' - \eta \times f_{cd}) = \mathbf{310.2 \text{ kN/m}}$
 Mt of resistance of compression face bars $M_{s4}' = F_{s4}' \times (h / 2 - d') = \mathbf{18.3 \text{ kNm/m}}$

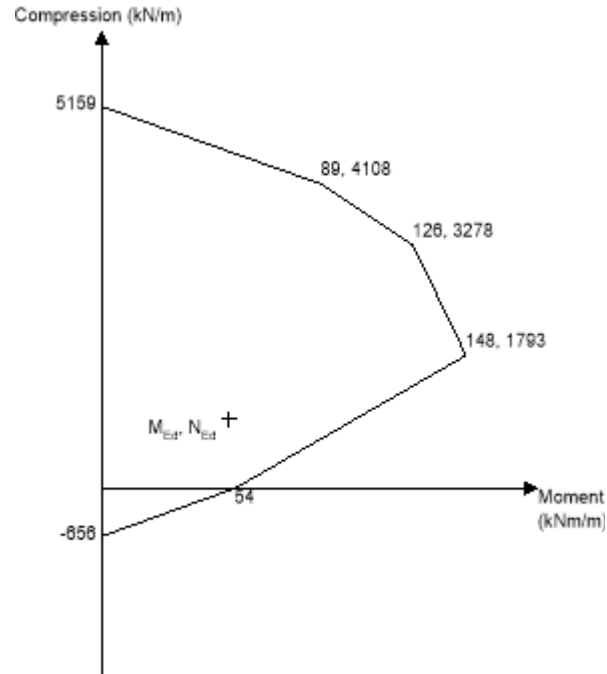
Combined axial load and moment resistance

Axial load capacity $N_{Rd4} = F_{c4} + F_{s4} + F_{s4}' = \mathbf{4108.2 \text{ kN/m}}$
 Moment of resistance $M_{Rd4} = M_{c4} - M_{s4} + M_{s4}' = \mathbf{89.2 \text{ kNm/m}}$

Axial tension capacity with zero moment

Axial load capacity $N_{Rd5} = -2 \times A_{sv} \times f_{yd} = \mathbf{-655.6 \text{ kN/m}}$

Interaction diagram



Crack widths

Slenderness limit (cl. 5.8.3.1)

Min 1st order moment about minor axis

$$M_{01_SLS} = \min(\text{abs}(M_{\text{top_SLS}}), \text{abs}(M_{\text{btm_SLS}})) + e_i \times N_{Ed_SLS} = \mathbf{10.8 \text{ kNm/m}}$$

Max 1st order moment about minor axis

$$M_{02_SLS} = \max(\text{abs}(M_{\text{top_SLS}}), \text{abs}(M_{\text{btm_SLS}})) + e_i \times N_{Ed_SLS} = \mathbf{14.8 \text{ kNm/m}}$$

Moment ratio

$$r_{m_SLS} = M_{01_SLS} / M_{02_SLS} = \mathbf{0.729}$$

Factor C

$$C_{SLS} = 1.7 - r_{m_SLS} = \mathbf{0.971}$$

Relative normal force

$$n_{SLS} = N_{Ed_SLS} / (A_c \times f_{cd}) = \mathbf{0.054}$$

Slenderness limit

$$\lambda_{lim_SLS} = 20 \times A \times B \times C_{SLS} / \sqrt{(n_{SLS})} = \mathbf{66.5}$$

$\lambda < \lambda_{lim_SLS}$ - Second order effects may be ignored

Design bending moment (cl. 7.3.4)

Design moment about minor axis

$$M_{Ed_SLS} = M_{02_SLS} = \mathbf{14.8 \text{ kNm/m}}$$

Cover to tension reinforcement

$$c = h - d - \phi_v / 2 = \mathbf{35.0 \text{ mm}}$$

Ratio of steel to concrete moduli

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = \mathbf{5.9}$$

Area of reinf in concrete units

$$A_{s,eff} = 2 \times \alpha_e \times A_{sv} = \mathbf{8850 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Combined area of steel/conc in conc units

$$A_{eff} = b \times h + A_{s,eff} = \mathbf{208850 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Reinforcement ratio per face

$$\rho = A_{sv} / (b \times d) = \mathbf{0.005}$$

Neutral axis depth with pure bending

$$x_b = d \times [-2 \times \alpha_e \times \rho + \sqrt{(4 \times \alpha_e^2 \times \rho^2 + 2 \times \alpha_e \times \rho \times (1 + d'/d))}] = \mathbf{34.1 \text{ mm}}$$

Second moment of area of cracked section

$$I_c = b \times x_b^3 / 3 + \alpha_e \times \rho \times b \times d \times [(x_b - d')^2 + (d - x_b)^2] = \mathbf{82460245 \text{ mm}^4/\text{m}}$$

Strain in tension face steel due to bending

$$\epsilon_{sb} = M_{Ed_SLS} \times (x_b - d) / (E_{cm} \times I_c) = \mathbf{-0.00066}$$

Strain in comp face steel due to bending

$$\epsilon_{sb}' = M_{Ed_SLS} \times (x_b - d') / (E_{cm} \times I_c) = \mathbf{-0.00004}$$

Strain due to axial load

$$\epsilon_{axial} = N_{Ed_SLS} / (A_{eff} \times E_{cm}) = \mathbf{0.00004}$$

Resultant strain in tension face steel

$$\epsilon_s = \epsilon_{sb} + \epsilon_{axial} = \mathbf{-0.00062}$$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur					
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati 2 dhe Kati 3]				Sheet no./rev. 109	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date	App'd by	Date

Resultant strain in comp face steel	$\epsilon_s' = \epsilon_{sb}' + \epsilon_{axial} = \mathbf{0.00000}$
Stress in tension steel	$\sigma_s = \min(f_{yd}, \text{abs}(E_s \times \epsilon_s)) = \mathbf{124.1 \text{ MPa}}$
Depth to neutral axis	$x = [(\epsilon_s' \times d) - (\epsilon_s \times d')] / (\epsilon_s' - \epsilon_s) = \mathbf{40.8 \text{ mm}}$
Effective depth of concrete in tension	$h_{c,ef} = \min(2.5 \times x \times (h-d), (h-x)/3, h/2) = \mathbf{53.1 \text{ mm}}$
Effective area of concrete in tension	$A_{c,eff} = h_{c,ef} \times b = \mathbf{53055 \text{ mm}^2/\text{m}}$
Load duration factor	$k_t = \mathbf{0.4}$
Reinforcement ratio	$\rho_{p,eff} = A_{sv} / A_{c,eff} = \mathbf{0.014}$
Mean value of conc tensile strength	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = \mathbf{3.21 \text{ MPa}}$
Difference between reinf and concrete strains	$\epsilon_{diff} = \max([\sigma_s - k_t \times f_{ct,eff} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff}) / \rho_{p,eff}] / E_s, 0.6 \times \sigma_s / E_s) = \mathbf{0.00037}$
Greater tensile strain	$\epsilon_1 = \epsilon_s \times (h - x) / (d - x) = \mathbf{-0.00084}$
Lesser tensile strain	$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_s' \times x / (x - d')) = \mathbf{0.00000}$
Factor k1	$k_{1cs} = \mathbf{0.8}$
Factor k2	$k_{2cs} = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / (2 \times \epsilon_1) = \mathbf{0.500}$
Factor k3	$k_{3cs} = 3.40 = \mathbf{3.4}$
Factor k4	$k_{4cs} = \mathbf{0.425}$
Maximum crack spacing	$s_{r,max} = k_{3cs} \times C + k_{1cs} \times k_{2cs} \times k_{4cs} \times \phi_v / \rho_{p,eff} = \mathbf{262.5 \text{ mm}}$
Crack width	$w_k = s_{r,max} \times \epsilon_{diff} = \mathbf{0.098 \text{ mm}}$
Allowable crack width	$w_{k,max} = \mathbf{0.3 \text{ mm}}$

PASS - The maximum crack width is less than the maximum allowable

Factory lifting check

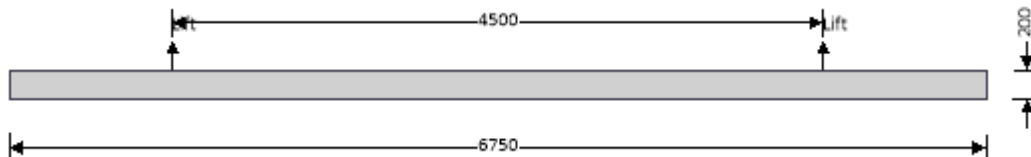
Precast element details

Height of precast wall (x axis)	$L_{x,element} = \mathbf{6750 \text{ mm}}$
Width of precast wall (y axis)	$L_{y,element} = \mathbf{2800 \text{ mm}}$
Distance between lifting points (x axis)	$L_{x,lift} = \mathbf{4500 \text{ mm}}$
Distance between lifting points (y axis)	$L_{y,lift} = \mathbf{1500 \text{ mm}}$
Lifting load coefficient	$\phi_{lifting} = \mathbf{1.50}$
Partial factor for permanent actions	$\gamma_G = \mathbf{1.35}$
Formwork adhesion force	$q_{formwork} = \mathbf{2.0 \text{ kN/m}^2}$

Enhancement of moments due to factory lifting

Negative moment assigned to column strip	$\mathbf{75 \%}$
Positive moment assigned to column strip	$\mathbf{55 \%}$
Width of the column strip	$b_{col,strip} = \min(L_{x,lift}, L_{y,lift}) / 2 = \mathbf{750 \text{ mm}}$

Analysis in x direction



Length of precast wall	$L_{element} = L_{x,element} = \mathbf{6750 \text{ mm}}$
Distance between lifting points	$L_{lift} = L_{x,lift} = \mathbf{4500 \text{ mm}}$
Thickness of precast wall section	$h = \mathbf{200 \text{ mm}}$
Width of precast section	$b = L_{y,element} = \mathbf{2800 \text{ mm}}$
Self weight of precast element	$w_{self_precast} = b \times h \times \rho_{conc} \times g_{acc} + q_{formwork} \times b = \mathbf{19.3 \text{ kN/m}}$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati 2 dhe Kati 3]		Sheet no./rev. 110	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Lifting check (positive moment)

Design bending moment across full width of wall	$M_{x,pos} = \gamma_G \cdot \eta \cdot \phi_{lifting} \cdot W_{self_precast} \cdot (L_{element} - L_{lift}) / 2)^2 / 2 = \mathbf{74.3 \text{ kNm}}$
Moment between lifting points	$M_{Lift.Points} = M_{x,pos} \cdot L_{y,lift} / L_{y,element} = \mathbf{39.8 \text{ kNm}}$
Moment assigned to column strip	$M_{Col.Strip} = 0.55 \cdot M_{Lift.Points} = \mathbf{21.9 \text{ kNm}}$
Equivalent enhanced full width moment	$M = M_{Col.Strip} / b_{col.strip} \cdot L_{y,element} = \mathbf{81.7 \text{ kNm}}$
Effective depth of tension reinforcement	$d_x = \mathbf{159 \text{ mm}}$
Redistribution ratio	$\delta = \mathbf{1.000}$
	$K = M / (b \cdot d_x^2 \cdot f_{ck}) = \mathbf{0.033}$
	$K' = (2 \cdot \eta \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c) \cdot (1 - \lambda_{sb} \cdot (\delta - k_1) / (2 \cdot k_2)) \cdot (\lambda_{sb} \cdot (\delta - k_1) / (2 \cdot k_2)) = \mathbf{0.196}$
	$K' > K$ - No compression reinforcement is required
Lever arm	$z_{lever} = \min(0.5 \cdot d_x \cdot (1 + (1 - 2 \cdot K / (\eta \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}), 0.95 \cdot d_x) = \mathbf{151 \text{ mm}}$
Depth of neutral axis	$x = 2 \cdot (d_x - z_{lever}) / \lambda_{sb} = \mathbf{20 \text{ mm}}$
Area of tension reinforcement required	$A_{s,pos} = M / (f_{yd} \cdot z_{lever}) = \mathbf{1245 \text{ mm}^2}$
Tension reinforcement provided	$12 \phi @ 150 \text{ c/c}$
Area of tension reinforcement provided	$A_{s,prov} = \mathbf{2111 \text{ mm}^2}$
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{s,min} = \max(0.26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \cdot b \cdot d_x = \mathbf{743 \text{ mm}^2}$
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)	$A_{s,max} = 0.04 \cdot b \cdot h = \mathbf{22400 \text{ mm}^2}$
Required area of reinforcement	$A_{s,req} = \mathbf{1245 \text{ mm}^2}$
	$A_{s,req} / A_{s,prov} = \mathbf{0.59}$

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (negative moment)

Design bending moment across full width of wall	$M_{x,neg} = \gamma_G \cdot \eta \cdot \phi_{lifting} \cdot W_{self_precast} \cdot (L_{element} - L_{lift}) / 2)^2 / 2 = \mathbf{24.8 \text{ kNm}}$
Moment between lifting points	$M_{Lift.Points} = M_{x,neg} \cdot L_{y,lift} / L_{y,element} = \mathbf{13.3 \text{ kNm}}$
Moment assigned to column strip	$M_{Col.Strip} = 0.75 \cdot M_{Lift.Points} = \mathbf{10.0 \text{ kNm}}$
Equivalent enhanced full width moment	$M = M_{Col.Strip} / b_{col.strip} \cdot L_{y,element} = \mathbf{37.2 \text{ kNm}}$
Effective depth of tension reinforcement	$d_x = \mathbf{159 \text{ mm}}$
Redistribution ratio	$\delta = \mathbf{1.000}$
	$K = M / (b \cdot d_x^2 \cdot f_{ck}) = \mathbf{0.015}$
	$K' = (2 \cdot \eta \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c) \cdot (1 - \lambda_{sb} \cdot (\delta - k_1) / (2 \cdot k_2)) \cdot (\lambda_{sb} \cdot (\delta - k_1) / (2 \cdot k_2)) = \mathbf{0.196}$
	$K' > K$ - No compression reinforcement is required
Lever arm	$z_{lever} = \min(0.5 \cdot d_x \cdot (1 + (1 - 2 \cdot K / (\eta \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}), 0.95 \cdot d_x) = \mathbf{151 \text{ mm}}$
Depth of neutral axis	$x = 2 \cdot (d_x - z_{lever}) / \lambda_{sb} = \mathbf{20 \text{ mm}}$
Area of tension reinforcement required	$A_{s,neg} = M / (f_{yd} \cdot z_{lever}) = \mathbf{566 \text{ mm}^2}$
Tension reinforcement provided	$12 \phi @ 150 \text{ c/c}$
Area of tension reinforcement provided	$A_{s,prov} = \mathbf{2111 \text{ mm}^2}$
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{s,min} = \max(0.26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \cdot b \cdot d_x = \mathbf{743 \text{ mm}^2}$
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)	$A_{s,max} = 0.04 \cdot b \cdot h = \mathbf{22400 \text{ mm}^2}$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur				Sheet no./rev. 111	
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati 2 dhe Kati 3]				App'd by	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date	Date	Date

Required area of reinforcement

$$A_{s,req} = 743 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} / A_{s,prov} = 0.35$$

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (Shear)

Design shear force at critical shear plane

$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot \phi_{lifting} \cdot W_{self_precast} \cdot \max(L_{lift} / 2, (L_{element} - L_{lift}) / 2) = 88.1 \text{ kN}$$

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

Depth of tension reinforcement

$$d_v = h - c_{nom} - \phi_h - \phi_v / 2 = 159 \text{ mm}$$

$$k_{shear} = \min(1 + (200 \text{ mm} / d_v)^{0.5}, 2) = 2.000$$

Tension reinforcement

$$A_{sl} = (\pi \cdot \phi^2 / 4) \cdot (1000 \text{ mm} / s_x) / 1 \text{ m} \cdot b = 2111 \text{ mm}^2$$

Width of the cross section in tensile area

$$b_w = L_{y,element} = 2800 \text{ mm}$$

Longitudinal reinforcement ratio

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \cdot d_v), 0.02) = 0.00474$$

$$v_{min} = 0.035 \text{ N}^{0.5} / \text{mm} \cdot k_{shear}^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.59 \text{ N/mm}^2$$

Design shear resistance – exp. 6.2 a & b
 d_v

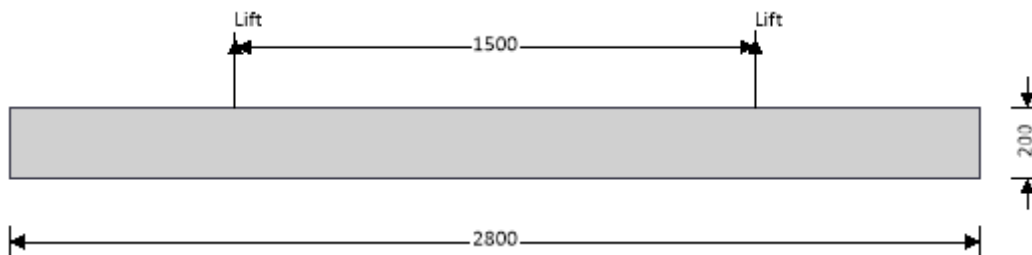
$$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \cdot k_{shear} \cdot (100 \text{ N}^2 / \text{mm}^4 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}, v_{min}) \cdot b_w$$

$$V_{Rd,c} = 272.5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = 0.32$$

PASS - Design shear resistance exceeds design shear force

Analysis in y direction



Length of precast wall

$$L_{element} = L_{y,element} = 2800 \text{ mm}$$

Distance between lifting points

$$L_{lift} = L_{y,lift} = 1500 \text{ mm}$$

Thickness of precast wall section

$$h = 200 \text{ mm}$$

Width of precast section

$$b = L_{x,element} = 6750 \text{ mm}$$

Self weight of precast element

$$W_{self_precast} = b \cdot h \cdot \rho_{conc} \cdot g_{acc} + q_{formwork} \cdot b = 46.6 \text{ kN/m}$$

Lifting check (positive moment)

Design bending moment across full width of wall

$$M_{y,pos} = \gamma_G \cdot \phi_{lifting} \cdot (W_{self_precast} \cdot L_{lift}^2 / 8 - W_{self_precast} \cdot ((L_{element} - L_{lift}) / 2)^2 / 2) = 6.6 \text{ kNm}$$

Moment between lifting points

$$M_{Lift.Points} = M_{y,pos} \cdot L_{x,lift} / L_{x,element} = 4.4 \text{ kNm}$$

Moment assigned to column strip

$$M_{Col.Strip} = 0.55 \cdot M_{Lift.Points} = 2.4 \text{ kNm}$$

Equivalent enhanced full width moment

$$M = M_{Col.Strip} / b_{col.strip} \cdot L_{x,element} = 21.8 \text{ kNm}$$

Effective depth of tension reinforcement

$$d_y = 170 \text{ mm}$$

Redistribution ratio

$$\delta = 1.000$$

$$K = M / (b \cdot d_y^2 \cdot f_{ck}) = 0.003$$

$$K' = (2 \cdot \eta \cdot \alpha_{cc} / \gamma_C) \cdot (1 - \lambda_{sb} \cdot (\delta - k_1) / (2 \cdot k_2)) \cdot (\lambda_{sb} \cdot (\delta - k_1) / (2 \cdot k_2)) = 0.196$$

$K' > K$ - No compression reinforcement is required

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati 2 dhe Kati 3]		Sheet no./rev. 112	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Lever arm	$Z_{lever} = \min(0.5 \eta \times d_y \eta \times (1 + (1 - 2 \eta \times K / (\eta \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}), 0.95 \eta \times d_y) =$ 162 mm
Depth of neutral axis	$x = 2 \eta \times (d_y - Z_{lever}) / \lambda_{sb} =$ 21 mm
Area of tension reinforcement required	$A_{s,pos} = M / (f_{yd} \eta \times Z_{lever}) =$ 310 mm²
Tension reinforcement provided	10 ϕ @ 200 c/c
Area of tension reinforcement provided	$A_{s,prov} =$ 2651 mm²
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{s,min} = \max(0.26 \eta \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \eta \times b \eta \times d_y =$ 1915 mm²
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)	$A_{s,max} = 0.04 \eta \times b \eta \times h =$ 54000 mm²
Required area of reinforcement	$A_{s,req} =$ 1915 mm² $A_{s,req} / A_{s,prov} =$ 0.72

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (negative moment)

Design bending moment across full width of wall	$M_{ly,neg} = \gamma_G \eta \times \phi_{lifting} \eta \times W_{self_precast} \eta \times ((L_{element} - L_{lift}) / 2)^2 / 2 =$ 19.9 kNm
Moment between lifting points	$M_{Lift.Points} = M_{ly,neg} \eta \times L_{x,lift} / L_{x,element} =$ 13.3 kNm
Moment assigned to column strip	$M_{Col.Strip} = 0.75 \eta \times M_{Lift.Points} =$ 10.0 kNm
Equivalent enhanced full width moment	$M = M_{Col.Strip} / b_{col,strip} \eta \times L_{x,element} =$ 89.7 kNm
Effective depth of tension reinforcement	$d_y =$ 170 mm
Redistribution ratio	$\delta =$ 1.000 $K = M / (b \eta \times d_y^2 \eta \times f_{ck}) =$ 0.013 $K' = (2 \eta \times \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c) \eta \times (1 - \lambda_{sb} \eta \times (\delta - k_1) / (2 \eta \times k_2)) \eta \times (\lambda_{sb} \eta \times (\delta - k_1) / (2 \eta \times k_2)) =$ 0.196

$K' > K$ - No compression reinforcement is required

Lever arm	$Z_{lever} = \min(0.5 \eta \times d_y \eta \times (1 + (1 - 2 \eta \times K / (\eta \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}), 0.95 \eta \times d_y) =$ 162 mm
Depth of neutral axis	$x = 2 \eta \times (d_y - Z_{lever}) / \lambda_{sb} =$ 21 mm
Area of tension reinforcement required	$A_{s,neg} = M / (f_{yd} \eta \times Z_{lever}) =$ 1277 mm²
Tension reinforcement provided	10 ϕ @ 200 c/c
Area of tension reinforcement provided	$A_{s,prov} =$ 2651 mm²
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{s,min} = \max(0.26 \eta \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \eta \times b \eta \times d_y =$ 1915 mm²
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)	$A_{s,max} = 0.04 \eta \times b \eta \times h =$ 54000 mm²
Required area of reinforcement	$A_{s,req} =$ 1915 mm² $A_{s,req} / A_{s,prov} =$ 0.72

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (Shear)

Design shear force at critical shear plane	$V_{Ed} = \gamma_G \eta \times \phi_{lifting} \eta \times W_{self_precast} \eta \times \max(L_{lift} / 2, (L_{element} - L_{lift}) / 2) =$ 70.8 kN $C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c =$ 0.12
Depth of tension reinforcement	$d_v = h - C_{nom} - \phi_h / 2 =$ 170 mm $k_{shear} = \min(1 + (200 \text{ mm} / d_v)^{0.5}, 2) =$ 2.000
Tension reinforcement	$A_{sl} = (\pi \eta \times \phi^2 / 4) \eta \times (1000 \text{ mm} / s_y) / 1 \text{ m} \eta \times b =$ 2651 mm²
Width of the cross section in tensile area	$b_w = L_{x,element} =$ 6750 mm
Longitudinal reinforcement ratio	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \eta \times d_v), 0.02) =$ 0.00231 $v_{min} = 0.035 \text{ N}^{0.5} / \text{mm} \eta \times k_{shear}^{3/2} \eta \times f_{ck}^{1/2} =$ 0.59 N/mm²

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati 2 dhe Kati 3]		Sheet no./rev. 113	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Design shear resistance – exp. 6.2 a & b
 d_v

$$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k_{shear} \times (100 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}, v_{min}) \times b_w \times d_v$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{672.0 \text{ kN}}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \mathbf{0.11}$$

PASS - Design shear resistance exceeds design shear force

Lifting check (Punching shear)

Punching shear resistance without shear reinforcement

Effective depth to reinforcement

$$d_{eff} = (d_x + d_y) / 2 = \mathbf{165 \text{ mm}}$$

Bar diameter in x direction

$$\phi_x = \mathbf{12 \text{ mm}}$$

Bar diameter in y direction

$$\phi_y = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

Tension reinforcement x direction

$$A_{sl,x} = (\pi \times \phi_x^2 / 4) \times (1000 \text{ mm} / s_x) / 1 \text{ m} \times L_{y,element} = \mathbf{2111 \text{ mm}^2}$$

Tension reinforcement y direction

$$A_{sl,y} = (\pi \times \phi_y^2 / 4) \times (1000 \text{ mm} / s_y) / 1 \text{ m} \times L_{x,element} = \mathbf{2651 \text{ mm}^2}$$

Longitudinal reinforcement ratio - cl. 6.4.4(1)

$$\rho_x = \min(A_{sl,x} / (L_{y,element} \times d_x), 0.02) = \mathbf{0.00474}$$

$$\rho_y = \min(A_{sl,y} / (L_{x,element} \times d_y), 0.02) = \mathbf{0.00231}$$

$$\rho_{xy} = \min(\rho_x \times \rho_y, 0.02) = \mathbf{0.00331}$$

$$k_{punc} = \min(1 + \rho(200 \text{ mm} / d_{eff}), 2) = \mathbf{2.0}$$

$$v_{min,punc} = 0.035 \text{ N}^{0.5}/\text{mm} \times k_{punc}^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = \mathbf{0.59 \text{ N}/\text{mm}^2}$$

$$C_{Rd,c,punc} = 0.18 / \gamma_C = \mathbf{0.12}$$

Punching shear at control perimeter from lifting point

Lifting point centre

$$x_{centre} = \mathbf{1125 \text{ mm}}$$

$$y_{centre} = \mathbf{650 \text{ mm}}$$

Basic control perimeter distance

$$r_1 = 2 \times d_{eff} = \mathbf{329 \text{ mm}}$$

Punching shear perimeter classification

Internal

Punching shear perimeter

$$u_1 = 2 \times \pi \times r_1 = \mathbf{2067 \text{ mm}}$$

Design punching shear force

$$V_{Ed} = \gamma_G \times \phi_{lifting} \times (L_{x,element} \times L_{y,element} \times h \times \rho_{conc} \times g_{acc} + q_{formwork} \times (L_{x,element} \times L_{y,element})) / 4 = \mathbf{66.1 \text{ kN}}$$

Design punching shear stress – exp. 6.38

$$v_{Ed} = V_{Ed} / (u_1 \times d_{eff}) = \mathbf{0.19 \text{ N}/\text{mm}^2}$$

Design punching shear resistance -exp. 6.47

$$V_{Rd,c,punc} = \max(C_{Rd,c,punc} \times k_{punc} \times (100 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \times \rho_{lxy} \times f_{ck})^{1/3}, v_{min,punc})$$

$$V_{Rd,c,punc} = \mathbf{0.59 \text{ N}/\text{mm}^2}$$

$$v_{Ed} / V_{Rd,c,punc} = \mathbf{0.33}$$

PASS - Punching shear capacity exceeds design punching shear stress

On site pitching check

Precast element details

Height of precast wall (x axis)

$$L_{x,element} = \mathbf{6750 \text{ mm}}$$

Width of precast wall (y axis)

$$L_{y,element} = \mathbf{2800 \text{ mm}}$$

Pitching points at top of wall (x axis)

Distance between pitching points (y axis)

$$L_{y,Pitching} = \mathbf{1200 \text{ mm}}$$

Lifting load coefficient

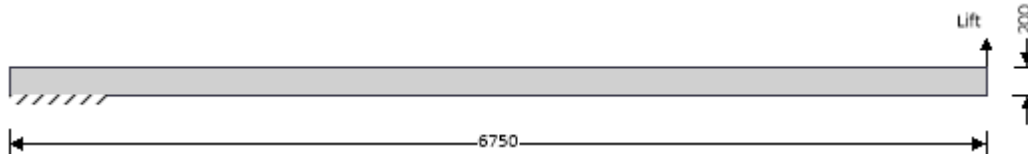
$$\phi_{pitching} = \mathbf{1.25}$$

Partial factor for permanent actions

$$\gamma_G = \mathbf{1.35}$$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati 2 dhe Kati 3]		Sheet no./rev. 114	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Analysis in x direction



Length of precast wall

$$L_{\text{element}} = L_{x,\text{element}} = 6750 \text{ mm}$$

Lifting points at top of wall

$$L_{\text{lift}} = L_{\text{element}} = 6750 \text{ mm}$$

Thickness of precast wall section

$$h = 200 \text{ mm}$$

Width of precast section

$$b = L_{y,\text{element}} = 2800 \text{ mm}$$

Self weight of precast element

$$W_{\text{self,precast}} = b \times h \times \rho_{\text{conc}} \times g_{\text{acc}} = 13.7 \text{ kN/m}$$

Lifting check (positive moment)

Design bending moment (at 0 mm)

$$M = \gamma_G \times \phi_{\text{pitching}} \times W_{\text{self,precast,Pitching}_x} \times L_{\text{element}}^2 / 8 = 132.0 \text{ kNm}$$

Effective depth of tension reinforcement

$$d_x = 159 \text{ mm}$$

Redistribution ratio

$$\delta = 1.000$$

$$K = M / (b \times d_x^2 \times f_{ck}) = 0.053$$

$$K' = (2 \times \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_C) \times (1 - \lambda_{sb} \times (\delta - k_1) / (2 \times k_2)) \times (\lambda_{sb} \times (\delta - k_1) / (2 \times k_2)) = 0.196$$

$K' > K$ - No compression reinforcement is required

Lever arm

$$z_{\text{lever}} = \min(0.5 \times d_x \times (1 + (1 - 2 \times K / (\eta \times \alpha_{cc} / \gamma_C))^{0.5}), 0.95 \times d_x) = 151 \text{ mm}$$

Depth of neutral axis

$$x = 2 \times (d_x - z_{\text{lever}}) / \lambda_{sb} = 20 \text{ mm}$$

Area of tension reinforcement required

$$A_{s,\text{pos}} = M / (f_{yd} \times z_{\text{lever}}) = 2009 \text{ mm}^2$$

Tension reinforcement provided

$$12 \phi @ 150 \text{ c/c}$$

Area of tension reinforcement provided

$$A_{s,\text{prov}} = 2111 \text{ mm}^2$$

Minimum area of reinforcement - exp.9.1N

$$A_{s,\text{min}} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d_x = 743 \text{ mm}^2$$

Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)

$$A_{s,\text{max}} = 0.04 \times b \times h = 22400 \text{ mm}^2$$

Required area of reinforcement

$$A_{s,\text{req}} = 2009 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{req}} / A_{s,\text{prov}} = 0.95$$

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (Shear)

Design shear force at critical shear plane

$$V_{Ed} = \gamma_G \times \phi_{\text{pitching}} \times W_{\text{self,precast,Pitching}_x} \times L_{\text{element}} / 2 = 78.2 \text{ kN}$$

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

Depth of tension reinforcement

$$d_v = h - C_{nom} - \phi_h - \phi_v / 2 = 159 \text{ mm}$$

$$k_{\text{shear}} = \min(1 + (200 \text{ mm} / d_v)^{0.5}, 2) = 2.000$$

Tension reinforcement

$$A_{sl} = (\pi \times \phi^2 / 4) \times (1000 \text{ mm} / s_x) / 1 \text{ m} \times b = 2111 \text{ mm}^2$$

Width of the cross section in tensile area

$$b_w = L_{y,\text{element}} = 2800 \text{ mm}$$

Longitudinal reinforcement ratio

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d_v), 0.02) = 0.00474$$

$$v_{\text{min}} = 0.035 \text{ N}^{0.5} / \text{mm} \times k_{\text{shear}}^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = 0.59 \text{ N/mm}^2$$

Design shear resistance – exp. 6.2 a & b
 d_v

$$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k_{\text{shear}} \times (100 \text{ N}^2 / \text{mm}^4 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}, v_{\text{min}}) \times b_w \times d_v$$

$$V_{Rd,c} = 272.5 \text{ kN}$$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Muret ne Aksin 2 dhe 4 [Kati 2 dhe Kati 3]		Sheet no./rev. 115	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \mathbf{0.29}$$

PASS - Design shear resistance exceeds design shear force

Lifting check (Punching shear)

Punching shear resistance without shear reinforcement

Effective depth to reinforcement	$d_{eff} = (d_x + d_y) / 2 = \mathbf{165}$ mm
Bar diameter in x direction	$\phi_x = \mathbf{12}$ mm
Bar diameter in y direction	$\phi_y = \mathbf{10}$ mm
Tension reinforcement x direction	$A_{sl,x} = (\pi \cdot \phi_x^2 / 4) \cdot \rho_x \cdot (1000 \text{ mm} / s_x) / 1 \text{ m} \cdot L_{y,element} = \mathbf{2111}$ mm ²
Tension reinforcement y direction	$A_{sl,y} = (\pi \cdot \phi_y^2 / 4) \cdot \rho_y \cdot (1000 \text{ mm} / s_y) / 1 \text{ m} \cdot L_{x,element} = \mathbf{2651}$ mm ²
Longitudinal reinforcement ratio - cl. 6.4.4(1)	$\rho_{lx} = \min(A_{sl,x} / (L_{y,element} \cdot d_x), 0.02) = \mathbf{0.00474}$
	$\rho_{ly} = \min(A_{sl,y} / (L_{x,element} \cdot d_y), 0.02) = \mathbf{0.00231}$
	$\rho_{lxy} = \min(\phi \cdot (\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}), 0.02) = \mathbf{0.00331}$
	$k_{punc} = \min(1 + \phi \cdot (200 \text{ mm} / d_{eff}), 2) = \mathbf{2.0}$
	$V_{min,punc} = 0.035 \text{ N}^{0.5} / \text{mm} \cdot \rho_{lxy} \cdot k_{punc}^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \mathbf{0.59}$ N/mm ²
	$C_{Rd,c,punc} = 0.18 / \gamma_c = \mathbf{0.12}$

Punching shear at control perimeter from lifting point

Lifting point centre	$x_{centre} = \mathbf{0}$ mm
	$y_{centre} = \mathbf{800}$ mm
Basic control perimeter distance	$r_1 = 2 \cdot d_{eff} = \mathbf{329}$ mm
Punching shear perimeter classification	EdgeY
Punching shear perimeter	$u_1 = \pi \cdot r_1 + 2 \cdot x_{centre} = \mathbf{1034}$ mm
Design punching shear force	$V_{Ed} = \gamma_G \cdot \phi_{pitching} \cdot (L_{x,element} \cdot L_{y,element} \cdot h \cdot \rho_{conc} \cdot g_{acc}) / 4 = \mathbf{39.1}$ kN
Design punching shear stress – exp. 6.38	$V_{Ed} / (u_1 \cdot d_{eff}) = \mathbf{0.23}$ N/mm ²
Design punching shear resistance -exp. 6.47	$V_{Rd,c,punc} = \max(C_{Rd,c,punc} \cdot k_{punc} \cdot (100 \text{ N}^2 / \text{mm}^4 \cdot \rho_{lxy} \cdot f_{ck})^{1/3}, V_{min,punc})$
	$V_{Rd,c,punc} = \mathbf{0.59}$ N/mm ²
	$V_{Ed} / V_{Rd,c,punc} = \mathbf{0.39}$

PASS - Punching shear capacity exceeds design punching shear stress

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Dimensionimi i Mureve Aksi 2dhe 4 [Kati 4 dhe Kati 5]		Sheet no./rev. 116	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
App'd by		Date	

PRECAST WALL DESIGN (EN 1992)

In accordance with EN1992-1-1:2004 incorporating corrigendum January 2008 and the recommended values

Tedds calculation version 1.1.01

Design summary

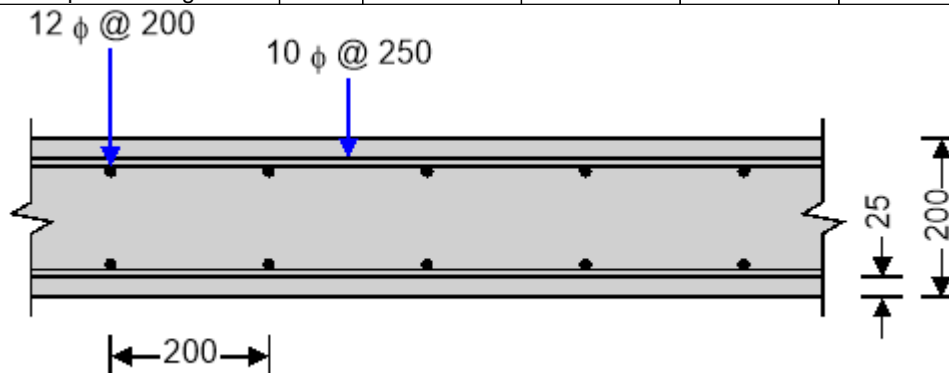
Description	Unit	Allowable	Actua	Utilisation	Result
Crack width	mm	0.30	0.10	0.32	PASS

Design moment is 29 kNm/m (inside int. diagram) - PASS

Refer to the interaction diagram

Design summary - lifting checks

Description	Unit	Provided	Required	Utilisation	Result
Top reinf. - y axis - Lifting	mm ²	2121	1915	0.903	PASS
Bot reinf. - y axis - Lifting	mm ²	2121	1915	0.903	PASS
Shear cap. - y axis - Lifting	kN	672.0	94.4	0.140	PASS
Top reinf. - x axis - Lifting	mm ²	1583	1109	0.700	PASS
Bot reinf. - x axis - Pitching	mm ²	1583	2009	1.269	FAIL
Shear cap. - x axis - Pitching	kN	260.7	78.2	0.300	PASS
Punching shear cap. - Pitching	N/mm ²	0.59	0.23	0.393	PASS



Wall input details

Wall geometry

Thickness	$h = 200$ mm
Length	$b = 1000$ mm/m
Stability about minor axis	Braced

Concrete details

Concrete strength class	C35/45
Partial safety factor for concrete (2.4.2.4(1))	$\gamma_c = 1.50$
Coefficient α_{cc} (3.1.6(1))	$\alpha_{cc} = 1.00$
Maximum aggregate size	$d_g = 20$ mm

Reinforcement details

Reinforcement in outer layer	Horizontal
Nominal cover to outer layer	$c_{nom} = 25$ mm
Vertical bar diameter	$\phi_v = 12$ mm
Spacing of vertical reinforcement	$s_v = 200$ mm

Area of vertical reinforcement (per face)	$A_{sv} = 565 \text{ mm}^2/\text{m}$
Horizontal bar diameter	$\phi_h = 10 \text{ mm}$
Spacing of horizontal reinforcement	$s_h = 250 \text{ mm}$
Area of horizontal reinforcement (per face)	$A_{sh} = 314 \text{ mm}^2/\text{m}$
Characteristic yield strength	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Partial safety factor for reinft (2.4.2.4(1))	$\gamma_s = 1.15$
Modulus of elasticity of reinft (3.2.7(4))	$E_s = 200.0 \text{ kN/mm}^2$

Fire resistance details

Fire resistance period	$R = 60 \text{ min}$
Exposure to fire	Exposed on two sides
Ratio of fire design axial load to design resistance	$\mu_{fi} = 0.70$

Axial load and bending moments from frame analysis

Design axial load	$N_{Ed} = 470.0 \text{ kN/m}$
Moment about minor axis at top	$M_{top} = 8.0 \text{ kNm/m}$
Moment about minor axis at bottom	$M_{btm} = 10.0 \text{ kNm/m}$

Wall effective length

Effective length for buckling about minor axis	$l_0 = 2800 \text{ mm}$
--	-------------------------

Crack width details

Axial load due to quasi-permanent SLS.	$N_{Ed_SLS} = 123.0 \text{ kN/m}$
Moment at top due to quasi-permanent SLS.	$M_{top_SLS} = 5.0 \text{ kNm/m}$
Moment at btm due to quasi-permanent SLS.	$M_{btm_SLS} = 8.0 \text{ kNm/m}$
Duration of applied loading	Long term
Maximum allowable crack width	$w_{k_max} = 0.3 \text{ mm}$

Calculated wall properties

Concrete properties

Area of concrete	$A_c = h \times b = 200000 \text{ mm}^2/\text{m}$
Characteristic compression cylinder strength	$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
Design compressive strength (3.1.6(1))	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 23.3 \text{ N/mm}^2$
Mean value of cylinder strength (Table 3.1)	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 43.0 \text{ N/mm}^2$
Mean value of tensile strength	$f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2$
Secant modulus of elasticity (Table 3.1)	$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \times (f_{cm} / 10 \text{ MPa})^{0.3} = 34.1 \text{ kN/mm}^2$
Long-term effects on tensile strength coefficient	$\alpha_{ct} = 1.0$
Mean value of axial tensile strength	$f_{ctm} = 0.3 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.2 \text{ N/mm}^2$
Characteristic axial tensile strength of concrete	$f_{ctk,0.05} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.2 \text{ N/mm}^2$
Design tensile strength	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.5 \text{ N/mm}^2$
Ultimate strain – Table 3.1	$\epsilon_{cu2} = 0.00350$
Bending coefficient	$k_1 = 0.44 = 0.44$
Bending coefficient	$k_2 = 1.25 \times (0.6 + 0.0014 / \epsilon_{cu2}) = 1.25$
Bending coefficient	$k_3 = 0.54 = 0.54$
Bending coefficient	$k_4 = 1.25 \times (0.6 + 0.0014 / \epsilon_{cu2}) = 1.25$
Concrete strength limit in shear	C90/105
Maximum cylinder strength in shear	$f_{ck,lim} = 90.0 \text{ N/mm}^2$
Density of reinforced concrete	$\rho_{conc} = 2500 \text{ kg/m}^3$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Dimensionimi i Mureve Aksi 2dhe 4 [Kati 4 dhe Kati 5]		Sheet no./rev. 118	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Rectangular stress block factors

Depth factor (3.1.7(3)) $\lambda_{sb} = 0.8$
 Stress factor (3.1.7(3)) $\eta = 1.0$

Strain limits

Compression strain limit (Table 3.1) $\epsilon_{cu3} = \mathbf{0.00350}$
 Pure compression strain limit (Table 3.1) $\epsilon_{c3} = \mathbf{0.00175}$

Design yield strength of reinforcement

Design yield strength (3.2.7(2)) $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \mathbf{434.8}$ MPa

Check nominal cover for fire and bond requirements

Min. cover reqd for bond (4.4.1.2(3)) $C_{min,b} = \max(\phi_h, \phi_v - \phi_h) = \mathbf{10}$ mm
 Min axis distance for fire (EN1992-1-2 T 5.4) $a_{fi} = \mathbf{10}$ mm
 Allowance for deviations from min cover (4.4.1.3) $\Delta C_{dev} = \mathbf{5}$ mm
 Min allowable nominal cover $C_{nom,min} = \max(a_{fi} - \phi_h / 2, C_{min,b} + \Delta C_{dev}) = \mathbf{15}$ mm
 PASS - the nominal cover is greater than the minimum required

Effective depth of vertical bars

Effective depth $d = h - C_{nom} - \phi_h - \phi_v / 2 = \mathbf{159}$ mm
 Depth to compression face bars $d' = C_{nom} + \phi_h + \phi_v / 2 = \mathbf{41}$ mm

Column slenderness

Radius of gyration about minor axis $i = h / \sqrt{12} = \mathbf{5.8}$ cm
 Minor axis slenderness ratio (5.8.3.2(1)) $\lambda = l_0 / i = \mathbf{48.5}$

Design bending moments

Frame analysis moments combined with moments due to imperfections (cl. 5.2 & 6.1(4))

Ecc. due to geometric imperfections $e_i = l_0 / 400 = \mathbf{7.0}$ mm
 Minimum end moment about minor axis $M_{01} = \min(\text{abs}(M_{top}), \text{abs}(M_{btm})) + e_i \times N_{Ed} = \mathbf{11.3}$ kNm/m
 Maximum end moment about minor axis $M_{02} = \max(\text{abs}(M_{top}), \text{abs}(M_{btm})) + e_i \times N_{Ed} = \mathbf{13.3}$ kNm/m

Slenderness limit for buckling about minor axis (cl. 5.8.3.1)

Factor A $A = \mathbf{0.7}$
 Mechanical reinforcement ratio $\omega = 2 \times A_{sv} \times f_{yd} / (A_c \times f_{cd}) = \mathbf{0.105}$
 Factor B $B = \sqrt{1 + 2 \times \omega} = \mathbf{1.100}$
 Moment ratio $r_m = M_{01} / M_{02} = \mathbf{0.850}$
 Factor C $C = 1.7 - r_m = \mathbf{0.850}$
 Relative normal force $n = N_{Ed} / (A_c \times f_{cd}) = \mathbf{0.101}$
 Slenderness limit $\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times C / \sqrt{n} = \mathbf{41.3}$
 $\lambda > \lambda_{lim}$ - Second order effects must be considered

Second order bending moment about minor axis (cl. 5.8.8.2 & 5.8.8.3)

Parameter n_u $n_u = 1 + \omega = \mathbf{1.105}$
 Approx value of n at max moment of resistance $n_{bal} = \mathbf{0.4}$
 Axial load correction factor $K_r = \min(1.0, (n_u - n) / (n_u - n_{bal})) = \mathbf{1.000}$
 Reinforcement design strain $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = \mathbf{0.00217}$
 Basic curvature $curve_{basic} = \epsilon_{yd} / (0.45 \times d) = \mathbf{0.0000304}$ mm⁻¹

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Dimensionimi i Mureve Aksi 2dhe 4 [Kati 4 dhe Kati 5]		Sheet no./rev. 119	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Notional size of wall	$h_0 = 2 \times h \times b / (2 \times b) = \mathbf{200 \text{ mm}}$
Factor α_1 (Annex B.1(1))	$\alpha_1 = (35 \text{ MPa} / f_{cm})^{0.7} = \mathbf{0.866}$
Factor α_2 (Annex B.1(1))	$\alpha_2 = (35 \text{ MPa} / f_{cm})^{0.2} = \mathbf{0.960}$
Relative humidity factor (Annex B.1(1))	$\phi_{RH} = [1 + ((1 - RH / 100\%) / (0.1 \text{ mm}^{-1/3} \times (h_0)^{1/3})) \times \alpha_1] \times \alpha_2 = \mathbf{1.670}$
Concrete strength factor (Annex B.1(1))	$\beta_{fcm} = 16.8 \times (1 \text{ MPa})^{1/2} / \sqrt{f_{cm}} = \mathbf{2.6}$
Concrete age factor (Annex B.1(1))	$\beta_{t0} = 1 / (0.1 + (t_0 / 1 \text{ day})^{0.2}) = \mathbf{0.635}$
Notional creep coefficient (Annex B.1(1))	$\phi_0 = \phi_{RH} \times \beta_{fcm} \times \beta_{t0} = \mathbf{2.715}$
Final creep development factor (at $t = \hat{A}$)	$\beta_{c\infty} = \mathbf{1.0}$
Final creep coefficient (Annex B.1(1))	$\phi_{\infty} = \phi_0 \times \beta_{c\infty} = \mathbf{2.715}$
Effective creep ratio (5.8.4(2))	$\phi_{ef} = \phi_{\infty} \times r_M = \mathbf{2.172}$
Factor β	$\beta = 0.35 + f_{ck} / 200 \text{ MPa} - \lambda / 150 = \mathbf{0.202}$
Creep factor	$K_{\phi} = \max(1.0, 1 + \beta \times \phi_{ef}) = \mathbf{1.438}$
Modified curvature	$curve_{mod} = K_r \times K_{\phi} \times curve_{basic} = \mathbf{0.0000437 \text{ mm}^{-1}}$
Curvature distribution factor	$c = \mathbf{10}$
Deflection	$e_2 = curve_{mod} \times l_0^2 / c = \mathbf{34.3 \text{ mm}}$
Nominal 2 nd order moment	$M_2 = N_{Ed} \times e_2 = \mathbf{16.1 \text{ kNm/m}}$

Design bending moment about minor axis (cl. 5.8.8.2)

Equivalent moment	$M_{0e} = \max(0.6 \eta_1 \times M_{02} + 0.4 \eta_1 \times M_{01}, 0.4 \eta_1 \times M_{02}) = \mathbf{12.5 \text{ kNm/m}}$
Design moment	$M_{Ed} = \max(M_{02}, M_{0e} + M_2, M_{01} + 0.5 \times M_2, N_{Ed} \times \max(h/30, 20 \text{ mm}))$ $M_{Ed} = \mathbf{28.6 \text{ kNm/m}}$

Axial compression capacity with zero moment

Strain with uniform compression (Fig. 6.1)	$\epsilon_0 = \epsilon_{c3} = \mathbf{0.00175}$
Stress in reinforcement	$\sigma_0 = \min(\epsilon_0 \times E_s, f_{yd}) = \mathbf{350.0 \text{ N/mm}^2}$
Axial load capacity	$N_{Rd0} = (2 \times A_{sv} \times \sigma_0) + (A_c - 2 \times A_{sv}) \times f_{cd} = \mathbf{5036.1 \text{ kN/m}}$

Axial load and bending capacity with zero strain in tension face reinforcement

Moment of resistance of concrete

Depth to neutral axis	$z_1 = d = \mathbf{159.0 \text{ mm}}$
Concrete compression force	$F_{c1} = (\eta \times f_{cd}) \times (\lambda_{sb} \times z_1) \times b = \mathbf{2968.0 \text{ kN/m}}$
Concrete moment of resistance	$M_{c1} = F_{c1} \times (h / 2 - (\lambda_{sb} \times z_1) / 2) = \mathbf{108.0 \text{ kNm/m}}$

Moment of resistance of reinforcement

Strain in tension face bars	$\epsilon_1 = \epsilon_{cu3} \times (1 - d / z_1) = \mathbf{0.00000}$
Force in tension face bars	$F_{s1} = A_{sv} \times \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_1) = \mathbf{0.0 \text{ kN/m}}$
Mt of resistance of tension face bars	$M_{s1} = F_{s1} \times (d - h / 2) = \mathbf{0.0 \text{ kNm/m}}$
Strain in compression face bars	$\epsilon_1' = \epsilon_{cu3} \times (1 - d' / z_1) = \mathbf{0.00260}$
Stress in compression face bars	$\sigma_1' = \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_1') = \mathbf{434.8 \text{ N/mm}^2}$
Force in compression face bars	$F_{s1}' = \text{if}(d' > \lambda_{sb} \times z_1, A_{sv} \times \sigma_1', A_{sv} \times (\sigma_1' - \eta \times f_{cd})) = \mathbf{232.7 \text{ kN/m}}$
Mt of resistance of compression face bars	$M_{s1}' = F_{s1}' \times (h / 2 - d') = \mathbf{13.7 \text{ kNm/m}}$

Combined axial load and moment resistance

Axial load capacity	$N_{Rd1} = F_{c1} + F_{s1} + F_{s1}' = \mathbf{3200.7 \text{ kN/m}}$
Moment of resistance	$M_{Rd1} = M_{c1} - M_{s1} + M_{s1}' = \mathbf{121.8 \text{ kNm/m}}$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Dimensionimi i Mureve Aksi 2dhe 4 [Kati 4 dhe Kati 5]		Sheet no./rev. 120	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Axial load and bending capacity with concrete at ultimate strain and tension steel at yield

This is often referred to as the 'balance failure point'.

Moment of resistance of concrete

Strain in tension reinforcement	$\epsilon_2 = -1 \times f_{yd} / E_s = -0.00217$
Depth to neutral axis	$Z_2 = d \times (\epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} - \epsilon_2)) = 98.1 \text{ mm}$
Concrete compression force(3.1.7(3))	$F_{c2} = (\eta \times f_{cd}) \times (\lambda_{sb} \times Z_2) \times b = 1830.8 \text{ kN/m}$
Concrete moment of resistance	$M_{c2} = F_{c2} \times (h / 2 - (\lambda_{sb} \times Z_2) / 2) = 111.3 \text{ kNm/m}$

Moment of resistance of reinforcement

Strain in tension face bars	$\epsilon_2 = -0.00217$
Force in tension face bars	$F_{s2} = A_{sv} \times E_s \times \epsilon_2 = -245.9 \text{ kN/m}$
Mt of resistance of tension face bars	$M_{s2} = F_{s2} \times (d - h / 2) = -14.5 \text{ kNm/m}$
Strain in compression face bars	$\epsilon_2' = \epsilon_{cu3} \times (1 - d' / Z_2) = 0.00204$
Stress in compression face bars	$\sigma_2' = \text{if}(\epsilon_2' < 0, \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_2'), \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_2')) = 407.4 \text{ N/mm}^2$
Force in compression face bars	$F_{s2}' = \text{if}(d' > \lambda_{sb} \times Z_2, A_{sv} \times \sigma_2', A_{sv} \times (\sigma_2' - \eta \times f_{cd})) = 217.2 \text{ kN/m}$
Mt of resistance of compression face bars	$M_{s2}' = F_{s2}' \times (h / 2 - d') = 12.8 \text{ kNm/m}$

Combined axial load and moment resistance

Axial load capacity	$N_{Rd2} = F_{c2} + F_{s2} + F_{s2}' = 1802.1 \text{ kN/m}$
Moment of resistance	$M_{Rd2} = M_{c2} - M_{s2} + M_{s2}' = 138.6 \text{ kNm/m}$

Moment capacity with zero axial load

Moment of resistance of concrete

By iteration:-	
Position of neutral axis	$Z_3 = 25.7 \text{ mm}$
Concrete compression force(3.1.7(3))	$F_{c3} = \eta \times f_{cd} \times \min(\lambda_{sb} \times Z_3, h) \times b = 478.8 \text{ kN/m}$
Moment of resistance	$M_{c3} = F_{c3} \times [h / 2 - (\min(\lambda_{sb} \times Z_3, h)) / 2] = 43.0 \text{ kNm/m}$

Moment of resistance of reinforcement

Strain in tension face bars	$\epsilon_3 = \epsilon_{cu3} \times (1 - d / Z_3) = -0.01820$
Force in tension face bars	$F_{s3} = A_{sv} \times \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_3) = -245.9 \text{ kN/m}$
Mt of resistance of tension face bars	$M_{s3} = F_{s3} \times (d - h / 2) = -14.5 \text{ kNm/m}$
Strain in compression face bars	$\epsilon_3' = \epsilon_{cu3} \times (1 - d' / Z_3) = -0.00209$
Stress in compression face bars	$\sigma_3' = \text{if}(\epsilon_3' < 0, \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_3'), \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_3')) = -418.9 \text{ N/mm}^2$
Force in compression face bars	$F_{s3}' = \text{if}(d' > \lambda_{sb} \times Z_3, A_{sv} \times \sigma_3', A_{sv} \times (\sigma_3' - \eta \times f_{cd})) = -236.9 \text{ kN/m}$
Mt of resistance of compression face bars	$M_{s3}' = F_{s3}' \times (h / 2 - d') = -14.0 \text{ kNm/m}$
Resultant concrete/steel force	$F_3 = F_{c3} + F_{s3} + F_{s3}' = -4.0 \text{ kN/m}$

PASS - This is approximately equal to zero (< 0.1% of N_{Rd0})

Combined moment of resistance

Moment of resistance about z axis	$M_{Rd3} = M_{c3} - M_{s3} + M_{s3}' = 43.5 \text{ kNm/m}$
-----------------------------------	--

Axial load and bending capacity with NA depth 1.25 times that for zero strain in tension face reinforcement

Moment of resistance of concrete

Depth to neutral axis	$Z_4 = 1.25 \times d = 198.8 \text{ mm}$
Concrete compression force(3.1.7(3))	$F_{c4} = (\eta \times f_{cd}) \times \min(h, (\lambda_{sb} \times Z_4)) \times b = 3710.0 \text{ kN/m}$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Dimensionimi i Mureve Aksi 2dhe 4 [Kati 4 dhe Kati 5]		Sheet no./rev. 121	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Concrete moment of resistance

$$M_{c4} = F_{c4} \times (h / 2 - \min(h, (\lambda_{sb} \times z_4)) / 2) = \mathbf{76.1 \text{ kNm/m}}$$

Moment of resistance of reinforcement

Strain in tension face bars

$$\varepsilon_4 = \varepsilon_{cu3} \times (1 - d / z_4) = \mathbf{0.00070}$$

Stress in 'tension' face bars

$$\sigma_4 = \min(f_{yd}, E_s \times \varepsilon_4) = \mathbf{140.0 \text{ N/mm}^2}$$

Force in 'tension' face bars

$$F_{s4} = \text{if}(d > \lambda_{sb} \times z_4, A_{sv} \times \sigma_4, A_{sv} \times (\sigma_4 - \eta \times f_{cd})) = \mathbf{66.0 \text{ kN/m}}$$

Mt of resistance of tension face bars

$$M_{s4} = F_{s4} \times (d - h / 2) = \mathbf{3.9 \text{ kNm/m}}$$

Strain in compression face bars

$$\varepsilon_4' = \varepsilon_{cu3} \times (1 - d' / z_4) = \mathbf{0.00278}$$

Stress in 'compression' face bars

$$\sigma_4' = \min(f_{yd}, E_s \times \varepsilon_4') = \mathbf{434.8 \text{ N/mm}^2}$$

Force in 'compression' face bars

$$F_{s4}' = A_{sv} \times (\sigma_4' - \eta \times f_{cd}) = \mathbf{232.7 \text{ kN/m}}$$

Mt of resistance of compression face bars

$$M_{s4}' = F_{s4}' \times (h / 2 - d') = \mathbf{13.7 \text{ kNm/m}}$$

Combined axial load and moment resistance

Axial load capacity

$$N_{Rd4} = F_{c4} + F_{s4} + F_{s4}' = \mathbf{4008.6 \text{ kN/m}}$$

Moment of resistance

$$M_{Rd4} = M_{c4} - M_{s4} + M_{s4}' = \mathbf{85.9 \text{ kNm/m}}$$

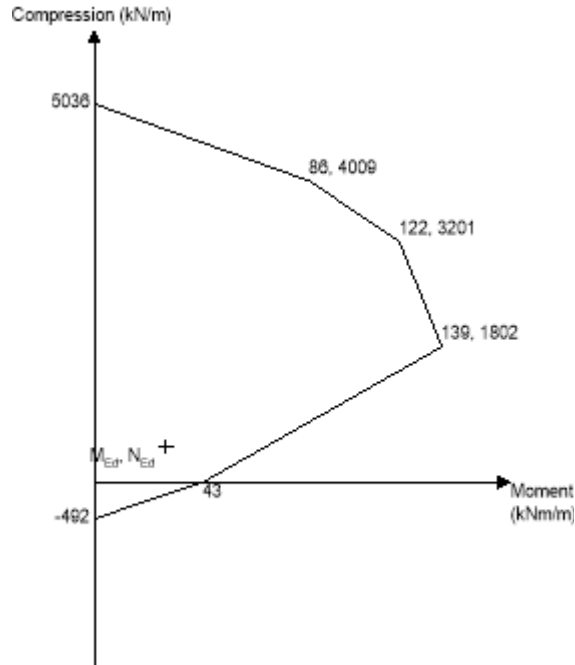
Axial tension capacity with zero moment

Axial load capacity

$$N_{Rd5} = -2 \times A_{sv} \times f_{yd} = \mathbf{-491.7 \text{ kN/m}}$$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Dimensionimi i Mureve Aksi 2dhe 4 [Kati 4 dhe Kati 5]		Sheet no./rev. 122	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Interaction diagram



Crack widths

Slenderness limit (cl. 5.8.3.1)

Min 1st order moment about minor axis
 Max 1st order moment about minor axis
 Moment ratio
 Factor C
 Relative normal force
 Slenderness limit

$$M_{01_SLS} = \min(\text{abs}(M_{\text{top_SLS}}), \text{abs}(M_{\text{btm_SLS}})) + e_i \times N_{\text{Ed_SLS}} = 5.9 \text{ kNm/m}$$

$$M_{02_SLS} = \max(\text{abs}(M_{\text{top_SLS}}), \text{abs}(M_{\text{btm_SLS}})) + e_i \times N_{\text{Ed_SLS}} = 8.9 \text{ kNm/m}$$

$$r_{m_SLS} = M_{01_SLS} / M_{02_SLS} = 0.661$$

$$C_{SLS} = 1.7 - r_{m_SLS} = 1.039$$

$$n_{SLS} = N_{\text{Ed_SLS}} / (A_c \times f_{cd}) = 0.026$$

$$\lambda_{\text{lim_SLS}} = 20 \times A \times B \times C_{SLS} / \sqrt{(n_{SLS})} = 98.5$$

$\lambda < \lambda_{\text{lim_SLS}}$ - Second order effects may be ignored

Design bending moment (cl. 7.3.4)

Design moment about minor axis
 Cover to tension reinforcement
 Ratio of steel to concrete modulii
 Area of reinf in concrete units
 Combined area of steel/conc in conc units
 Reinforcement ratio per face
 Neutral axis depth with pure bending
 Second moment of area of cracked section
 Strain in tension face steel due to bending
 Strain in comp face steel due to bending
 Strain due to axial load
 Resultant strain in tension face steel

$$M_{\text{Ed_SLS}} = M_{02_SLS} = 8.9 \text{ kNm/m}$$

$$c = h - d - \phi_v / 2 = 35.0 \text{ mm}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.9$$

$$A_{s,\text{eff}} = 2 \times \alpha_e \times A_{sv} = 6638 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{eff}} = b \times h + A_{s,\text{eff}} = 206638 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rho = A_{sv} / (b \times d) = 0.004$$

$$x_b = d \times [-2 \times \alpha_e \times \rho + \sqrt{(4 \times \alpha_e^2 \times \rho^2 + 2 \times \alpha_e \times \rho \times (1 + d'/d))}] = 30.4 \text{ mm}$$

$$I_c = b \times x_b^3 / 3 + \alpha_e \times \rho \times b \times d \times [(x_b - d')^2 + (d - x_b)^2] = 64624931 \text{ mm}^4/\text{m}$$

$$\epsilon_{sb} = M_{\text{Ed_SLS}} \times (x_b - d) / (E_{cm} \times I_c) = -0.00052$$

$$\epsilon_{sb'} = M_{\text{Ed_SLS}} \times (x_b - d') / (E_{cm} \times I_c) = -0.00004$$

$$\epsilon_{\text{axial}} = N_{\text{Ed_SLS}} / (A_{\text{eff}} \times E_{cm}) = 0.00002$$

$$\epsilon_s = \epsilon_{sb} + \epsilon_{\text{axial}} = -0.00050$$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Dimensionimi i Mureve Aksi 2dhe 4 [Kati 4 dhe Kati 5]		Sheet no./rev. 123	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Resultant strain in comp face steel	$\epsilon_s' = \epsilon_{sb}' + \epsilon_{axial} = -0.00003$
Stress in tension steel	$\sigma_s = \min(f_{yd}, \text{abs}(E_s \times \epsilon_s)) = 100.0 \text{ MPa}$
Depth to neutral axis	$x = [(\epsilon_s' \times d) - (\epsilon_s \times d')] / (\epsilon_s' - \epsilon_s) = 34.7 \text{ mm}$
Effective depth of concrete in tension	$h_{c,ef} = \min(2.5 \times x \times (h-d), (h-x)/3, h/2) = 55.1 \text{ mm}$
Effective area of concrete in tension	$A_{c,eff} = h_{c,ef} \times b = 55087 \text{ mm}^2/\text{m}$
Load duration factor	$k_t = 0.4$
Reinforcement ratio	$\rho_{p,eff} = A_{sv} / A_{c,eff} = 0.010$
Mean value of conc tensile strength	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.21 \text{ MPa}$
Difference between reinf and concrete strains	$\epsilon_{diff} = \max([\sigma_s - k_t \times f_{ct,eff} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff}) / \rho_{p,eff}] / E_s, 0.6 \times \sigma_s / E_s) = 0.00030$
Greater tensile strain	$\epsilon_1 = \epsilon_s \times (h - x) / (d - x) = -0.00066$
Lesser tensile strain	$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_s' \times x / (x - d')) = 0.00000$
Factor k1	$k_{1cs} = 0.8$
Factor k2	$k_{2cs} = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / (2 \times \epsilon_1) = 0.500$
Factor k3	$k_{3cs} = 3.40 = 3.4$
Factor k4	$k_{4cs} = 0.425$
Maximum crack spacing	$s_{r,max} = k_{3cs} \times C + k_{1cs} \times k_{2cs} \times k_{4cs} \times \phi_v / \rho_{p,eff} = 317.7 \text{ mm}$
Crack width	$w_k = s_{r,max} \times \epsilon_{diff} = 0.095 \text{ mm}$
Allowable crack width	$w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$

PASS - The maximum crack width is less than the maximum allowable

Factory lifting check

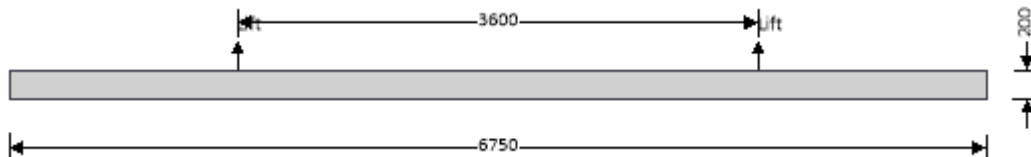
Precast element details

Height of precast wall (x axis)	$L_{x,element} = 6750 \text{ mm}$
Width of precast wall (y axis)	$L_{y,element} = 2800 \text{ mm}$
Distance between lifting points (x axis)	$L_{x,lift} = 3600 \text{ mm}$
Distance between lifting points (y axis)	$L_{y,lift} = 2000 \text{ mm}$
Lifting load coefficient	$\phi_{lifting} = 1.50$
Partial factor for permanent actions	$\gamma_G = 1.35$
Formwork adhesion force	$q_{formwork} = 2.0 \text{ kN/m}^2$

Enhancement of moments due to factory lifting

Negative moment assigned to column strip	75 %
Positive moment assigned to column strip	55 %
Width of the column strip	$b_{col.strip} = \min(L_{x,lift}, L_{y,lift}) / 2 = 1000 \text{ mm}$

Analysis in x direction



Length of precast wall	$L_{element} = L_{x,element} = 6750 \text{ mm}$
Distance between lifting points	$L_{lift} = L_{x,lift} = 3600 \text{ mm}$
Thickness of precast wall section	$h = 200 \text{ mm}$
Width of precast section	$b = L_{y,element} = 2800 \text{ mm}$
Self weight of precast element	$w_{self_precast} = b \times h \times \rho_{conc} \times g_{acc} + q_{formwork} \times b = 19.3 \text{ kN/m}$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Dimensionimi i Mureve Aksi 2dhe 4 [Kati 4 dhe Kati 5]		Sheet no./rev. 124	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Lifting check (positive moment)

Design bending moment across full width of wall	$M_{x,pos} = \gamma_G \cdot \eta \times \phi_{lifting} \cdot W_{self_precast} \cdot L_{lift}^2 / 8 - W_{self_precast} \cdot \eta \times ((L_{element} - L_{lift}) / 2)^2 / 2 = \mathbf{14.9 \text{ kNm}}$
Moment between lifting points	$M_{Lift.Points} = M_{x,pos} \cdot L_{y,lift} / L_{y,element} = \mathbf{10.6 \text{ kNm}}$
Moment assigned to column strip	$M_{Col.Strip} = 0.55 \cdot \eta \times M_{Lift.Points} = \mathbf{5.8 \text{ kNm}}$
Equivalent enhanced full width moment	$M = M_{Col.Strip} / b_{col.strip} \cdot L_{y,element} = \mathbf{16.3 \text{ kNm}}$
Effective depth of tension reinforcement	$d_x = \mathbf{159 \text{ mm}}$
Redistribution ratio	$\delta = \mathbf{1.000}$
	$K = M / (b \cdot d_x^2 \cdot \eta \times f_{ck}) = \mathbf{0.007}$
	$K' = (2 \cdot \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c) \cdot \eta \times (1 - \lambda_{sb} \cdot (\delta - k_1) / (2 \cdot k_2)) \cdot (\lambda_{sb} \cdot (\delta - k_1) / (2 \cdot k_2)) = \mathbf{0.196}$
	$K' > K$ - No compression reinforcement is required
Lever arm	$z_{lever} = \min(0.5 \cdot d_x \cdot (1 + (1 - 2 \cdot K / (\eta \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}), 0.95 \cdot d_x) = \mathbf{151 \text{ mm}}$
Depth of neutral axis	$x = 2 \cdot d_x \cdot (d_x - z_{lever}) / \lambda_{sb} = \mathbf{20 \text{ mm}}$
Area of tension reinforcement required	$A_{s,pos} = M / (f_{yd} \cdot z_{lever}) = \mathbf{249 \text{ mm}^2}$
Tension reinforcement provided	$12 \phi @ 200 \text{ c/c}$
Area of tension reinforcement provided	$A_{s,prov} = \mathbf{1583 \text{ mm}^2}$
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{s,min} = \max(0.26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \cdot b \cdot d_x = \mathbf{743 \text{ mm}^2}$
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)	$A_{s,max} = 0.04 \cdot b \cdot h = \mathbf{22400 \text{ mm}^2}$
Required area of reinforcement	$A_{s,req} = \mathbf{743 \text{ mm}^2}$
	$A_{s,req} / A_{s,prov} = \mathbf{0.47}$

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (negative moment)

Design bending moment across full width of wall	$M_{x,neg} = \gamma_G \cdot \eta \times \phi_{lifting} \cdot W_{self_precast} \cdot ((L_{element} - L_{lift}) / 2)^2 / 2 = \mathbf{48.5 \text{ kNm}}$
Moment between lifting points	$M_{Lift.Points} = M_{x,neg} \cdot L_{y,lift} / L_{y,element} = \mathbf{34.7 \text{ kNm}}$
Moment assigned to column strip	$M_{Col.Strip} = 0.75 \cdot \eta \times M_{Lift.Points} = \mathbf{26.0 \text{ kNm}}$
Equivalent enhanced full width moment	$M = M_{Col.Strip} / b_{col.strip} \cdot L_{y,element} = \mathbf{72.8 \text{ kNm}}$
Effective depth of tension reinforcement	$d_x = \mathbf{159 \text{ mm}}$
Redistribution ratio	$\delta = \mathbf{1.000}$
	$K = M / (b \cdot d_x^2 \cdot \eta \times f_{ck}) = \mathbf{0.029}$
	$K' = (2 \cdot \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c) \cdot \eta \times (1 - \lambda_{sb} \cdot (\delta - k_1) / (2 \cdot k_2)) \cdot (\lambda_{sb} \cdot (\delta - k_1) / (2 \cdot k_2)) = \mathbf{0.196}$
	$K' > K$ - No compression reinforcement is required
Lever arm	$z_{lever} = \min(0.5 \cdot d_x \cdot (1 + (1 - 2 \cdot K / (\eta \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}), 0.95 \cdot d_x) = \mathbf{151 \text{ mm}}$
Depth of neutral axis	$x = 2 \cdot d_x \cdot (d_x - z_{lever}) / \lambda_{sb} = \mathbf{20 \text{ mm}}$
Area of tension reinforcement required	$A_{s,neg} = M / (f_{yd} \cdot z_{lever}) = \mathbf{1109 \text{ mm}^2}$
Tension reinforcement provided	$12 \phi @ 200 \text{ c/c}$
Area of tension reinforcement provided	$A_{s,prov} = \mathbf{1583 \text{ mm}^2}$
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{s,min} = \max(0.26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \cdot b \cdot d_x = \mathbf{743 \text{ mm}^2}$
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)	$A_{s,max} = 0.04 \cdot b \cdot h = \mathbf{22400 \text{ mm}^2}$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur					
Section Dimensionimi i Mureve Aksi 2dhe 4 [Kati 4 dhe Kati 5]				Sheet no./rev. 125	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date	App'd by	Date

Required area of reinforcement

$$A_{s,req} = 1109 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} / A_{s,prov} = 0.70$$

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (Shear)

Design shear force at critical shear plane

$$V_{Ed} = \gamma_G \eta \times \phi_{lifting} \eta \times w_{self_precast} \eta \times \max(L_{lift} / 2, (L_{element} - L_{lift}) / 2) = 70.5 \text{ kN}$$

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

Depth of tension reinforcement

$$d_v = h - c_{nom} - \phi_h - \phi_v / 2 = 159 \text{ mm}$$

$$k_{shear} = \min(1 + (200 \text{ mm} / d_v)^{0.5}, 2) = 2.000$$

Tension reinforcement

$$A_{sl} = (\pi \eta \times \phi^2 / 4) \eta \times (1000 \text{ mm} / s_x) / 1 \text{ m} \eta \times b = 1583 \text{ mm}^2$$

Width of the cross section in tensile area

$$b_w = L_{y,element} = 2800 \text{ mm}$$

Longitudinal reinforcement ratio

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \eta \times d_v), 0.02) = 0.00356$$

$$v_{min} = 0.035 \text{ N}^{0.5} / \text{mm} \eta \times k_{shear}^{3/2} \eta \times f_{ck}^{1/2} = 0.59 \text{ N/mm}^2$$

Design shear resistance – exp. 6.2 a & b
 d_v

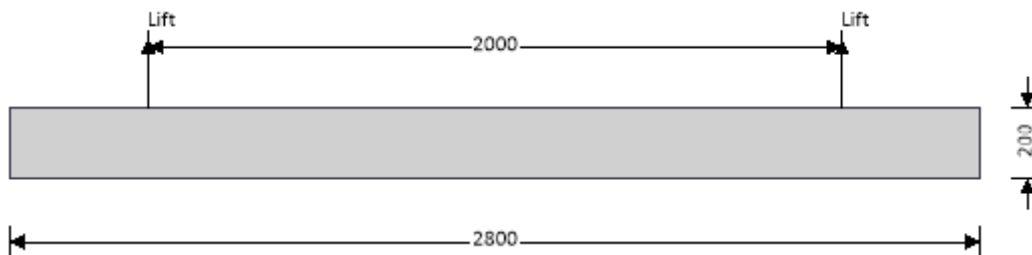
$$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \eta \times k_{shear} \eta \times (100 \text{ N}^2 / \text{mm}^4 \eta \times \rho_l \eta \times f_{ck})^{1/3}, v_{min}) \eta \times b_w \eta \times d_v$$

$$V_{Rd,c} = 260.7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = 0.27$$

PASS - Design shear resistance exceeds design shear force

Analysis in y direction



Length of precast wall

$$L_{element} = L_{y,element} = 2800 \text{ mm}$$

Distance between lifting points

$$L_{lift} = L_{y,lift} = 2000 \text{ mm}$$

Thickness of precast wall section

$$h = 200 \text{ mm}$$

Width of precast section

$$b = L_{x,element} = 6750 \text{ mm}$$

Self weight of precast element

$$w_{self_precast} = b \eta \times h \eta \times \rho_{conc} \eta \times g_{acc} + q_{formwork} \eta \times b = 46.6 \text{ kN/m}$$

Lifting check (positive moment)

Design bending moment across full width of wall

$$M_{y,pos} = \gamma_G \eta \times \phi_{lifting} \eta \times (w_{self_precast} \eta \times L_{lift}^2 / 8 - w_{self_precast} \eta \times ((L_{element} - L_{lift}) / 2)^2 / 2) = 39.6 \text{ kNm}$$

Moment between lifting points

$$M_{Lift.Points} = M_{y,pos} \eta \times L_{x,lift} / L_{x,element} = 21.1 \text{ kNm}$$

Moment assigned to column strip

$$M_{Col.Strip} = 0.55 \eta \times M_{Lift.Points} = 11.6 \text{ kNm}$$

Equivalent enhanced full width moment

$$M = M_{Col.Strip} / b_{col.strip} \eta \times L_{x,element} = 78.5 \text{ kNm}$$

Effective depth of tension reinforcement

$$d_y = 170 \text{ mm}$$

Redistribution ratio

$$\delta = 1.000$$

$$K = M / (b \eta \times d_y^2 \eta \times f_{ck}) = 0.011$$

$$K' = (2 \eta \times \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_C) \eta \times (1 - \lambda_{sb} \eta \times (\delta - k_1) / (2 \eta \times k_2)) \eta \times (\lambda_{sb} \eta \times (\delta - k_1) / (2 \eta \times k_2)) = 0.196$$

$K' > K$ - No compression reinforcement is required

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur					
Section Dimensionimi i Mureve Aksi 2dhe 4 [Kati 4 dhe Kati 5]				Sheet no./rev. 126	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date	App'd by	Date

Lever arm	$Z_{lever} = \min(0.5 \eta \times d_y \eta \times (1 + (1 - 2 \eta \times K / (\eta \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}), 0.95 \eta \times d_y) =$ 162 mm
Depth of neutral axis	$x = 2 \eta \times (d_y - Z_{lever}) / \lambda_{sb} =$ 21 mm
Area of tension reinforcement required	$A_{s,pos} = M / (f_{yd} \eta \times Z_{lever}) =$ 1118 mm²
Tension reinforcement provided	10 ϕ @ 250 c/c
Area of tension reinforcement provided	$A_{s,prov} =$ 2121 mm²
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{s,min} = \max(0.26 \eta \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \eta \times b \eta \times d_y =$ 1915 mm²
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)	$A_{s,max} = 0.04 \eta \times b \eta \times h =$ 54000 mm²
Required area of reinforcement	$A_{s,req} =$ 1915 mm² $A_{s,req} / A_{s,prov} =$ 0.90

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (negative moment)

Design bending moment across full width of wall	$M_{ly,neg} = \gamma_G \eta \times \phi_{lifting} \eta \times W_{self_precast} \eta \times ((L_{element} - L_{lift}) / 2)^2 / 2 =$ 7.5 kNm
Moment between lifting points	$M_{Lift.Points} = M_{ly,neg} \eta \times L_{x,lift} / L_{x,element} =$ 4.0 kNm
Moment assigned to column strip	$M_{Col.Strip} = 0.75 \eta \times M_{Lift.Points} =$ 3.0 kNm
Equivalent enhanced full width moment	$M = M_{Col.Strip} / b_{col,strip} \eta \times L_{x,element} =$ 20.4 kNm
Effective depth of tension reinforcement	$d_y =$ 170 mm
Redistribution ratio	$\delta =$ 1.000 $K = M / (b \eta \times d_y^2 \eta \times f_{ck}) =$ 0.003 $K' = (2 \eta \times \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c) \eta \times (1 - \lambda_{sb} \eta \times (\delta - k_1) / (2 \eta \times k_2)) \eta \times (\lambda_{sb} \eta \times (\delta - k_1) / (2 \eta \times k_2)) =$ 0.196

$K' > K$ - No compression reinforcement is required

Lever arm	$Z_{lever} = \min(0.5 \eta \times d_y \eta \times (1 + (1 - 2 \eta \times K / (\eta \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}), 0.95 \eta \times d_y) =$ 162 mm
Depth of neutral axis	$x = 2 \eta \times (d_y - Z_{lever}) / \lambda_{sb} =$ 21 mm
Area of tension reinforcement required	$A_{s,neg} = M / (f_{yd} \eta \times Z_{lever}) =$ 290 mm²
Tension reinforcement provided	10 ϕ @ 250 c/c
Area of tension reinforcement provided	$A_{s,prov} =$ 2121 mm²
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{s,min} = \max(0.26 \eta \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \eta \times b \eta \times d_y =$ 1915 mm²
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3)	$A_{s,max} = 0.04 \eta \times b \eta \times h =$ 54000 mm²
Required area of reinforcement	$A_{s,req} =$ 1915 mm² $A_{s,req} / A_{s,prov} =$ 0.90

PASS - Area of reinforcement provided is greater than the minimum area required

Lifting check (Shear)

Design shear force at critical shear plane	$V_{Ed} = \gamma_G \eta \times \phi_{lifting} \eta \times W_{self_precast} \eta \times \max(L_{lift} / 2, (L_{element} - L_{lift}) / 2) =$ 94.4 kN $C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c =$ 0.12
Depth of tension reinforcement	$d_v = h - C_{nom} - \phi_h / 2 =$ 170 mm $k_{shear} = \min(1 + (200 \text{ mm} / d_v)^{0.5}, 2) =$ 2.000
Tension reinforcement	$A_{sl} = (\pi \eta \times \phi^2 / 4) \eta \times (1000 \text{ mm} / s_y) / 1 \text{ m} \eta \times b =$ 2121 mm²
Width of the cross section in tensile area	$b_w = L_{x,element} =$ 6750 mm
Longitudinal reinforcement ratio	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \eta \times d_v), 0.02) =$ 0.00185 $v_{min} = 0.035 \text{ N}^{0.5} / \text{mm} \eta \times k_{shear}^{3/2} \eta \times f_{ck}^{1/2} =$ 0.59 N/mm²

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Dimensionimi i Mureve Aksi 2dhe 4 [Kati 4 dhe Kati 5]		Sheet no./rev. 128	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Design shear resistance – exp. 6.2 a & b
 d_v

$$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k_{shear} \times (100 N^2/mm^4 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}, v_{min}) \times b_w \times d_v$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{672.0 \text{ kN}}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \mathbf{0.14}$$

PASS - Design shear resistance exceeds design shear force

Lifting check (Punching shear)

Punching shear resistance without shear reinforcement

Effective depth to reinforcement

$$d_{eff} = (d_x + d_y) / 2 = \mathbf{165 \text{ mm}}$$

Bar diameter in x direction

$$\phi_x = \mathbf{12 \text{ mm}}$$

Bar diameter in y direction

$$\phi_y = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

Tension reinforcement x direction

$$A_{sl,x} = (\pi \times \phi_x^2 / 4) \times (1000 \text{ mm} / s_x) / 1 \text{ m} \times L_{y,element} = \mathbf{1583 \text{ mm}^2}$$

Tension reinforcement y direction

$$A_{sl,y} = (\pi \times \phi_y^2 / 4) \times (1000 \text{ mm} / s_y) / 1 \text{ m} \times L_{x,element} = \mathbf{2121 \text{ mm}^2}$$

Longitudinal reinforcement ratio - cl. 6.4.4(1)

$$\rho_x = \min(A_{sl,x} / (L_{y,element} \times d_x), 0.02) = \mathbf{0.00356}$$

$$\rho_y = \min(A_{sl,y} / (L_{x,element} \times d_y), 0.02) = \mathbf{0.00185}$$

$$\rho_{xy} = \min(\rho_x \times \rho_y, 0.02) = \mathbf{0.00256}$$

$$k_{punc} = \min(1 + \rho(200 \text{ mm} / d_{eff}), 2) = \mathbf{2.0}$$

$$v_{min,punc} = 0.035 N^{0.5}/mm \times k_{punc}^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = \mathbf{0.59 \text{ N/mm}^2}$$

$$C_{Rd,c,punc} = 0.18 / \gamma_C = \mathbf{0.12}$$

Punching shear at control perimeter from lifting point

Lifting point centre

$$x_{centre} = \mathbf{1575 \text{ mm}}$$

$$y_{centre} = \mathbf{400 \text{ mm}}$$

Basic control perimeter distance

$$r_1 = 2 \times d_{eff} = \mathbf{329 \text{ mm}}$$

Punching shear perimeter classification

EdgeX

Punching shear perimeter

$$u_1 = \pi \times r_1 + 2 \times y_{centre} = \mathbf{1834 \text{ mm}}$$

Design punching shear force

$$V_{Ed} = \gamma_G \times \phi_{lifting} \times (L_{x,element} \times L_{y,element} \times h \times \rho_{conc} \times g_{acc} + q_{formwork} \times (L_{x,element} \times L_{y,element})) / 4 = \mathbf{66.1 \text{ kN}}$$

Design punching shear stress – exp. 6.38

$$v_{Ed} = V_{Ed} / (u_1 \times d_{eff}) = \mathbf{0.22 \text{ N/mm}^2}$$

Design punching shear resistance -exp. 6.47

$$V_{Rd,c,punc} = \max(C_{Rd,c,punc} \times k_{punc} \times (100 N^2/mm^4 \times \rho_{lxy} \times f_{ck})^{1/3}, v_{min,punc})$$

$$V_{Rd,c,punc} = \mathbf{0.59 \text{ N/mm}^2}$$

$$v_{Ed} / V_{Rd,c,punc} = \mathbf{0.37}$$

PASS - Punching shear capacity exceeds design punching shear stress

On site pitching check

Precast element details

Height of precast wall (x axis)

$$L_{x,element} = \mathbf{6750 \text{ mm}}$$

Width of precast wall (y axis)

$$L_{y,element} = \mathbf{2800 \text{ mm}}$$

Pitching points at top of wall (x axis)

Distance between pitching points (y axis)

$$L_{y,Pitching} = \mathbf{1200 \text{ mm}}$$

Lifting load coefficient

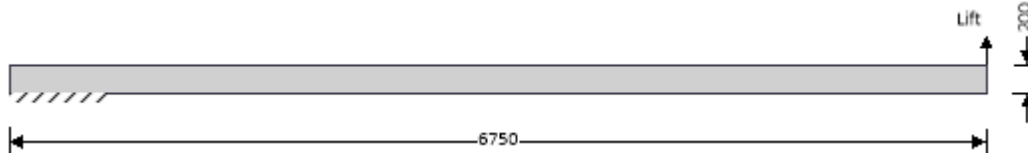
$$\phi_{pitching} = \mathbf{1.25}$$

Partial factor for permanent actions

$$\gamma_G = \mathbf{1.35}$$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Dimensionimi i Mureve Aksi 2dhe 4 [Kati 4 dhe Kati 5]		Sheet no./rev. 129	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

Analysis in x direction



Length of precast wall $L_{element} = L_{x,element} = 6750\text{mm}$
 Lifting points at top of wall $L_{lift} = L_{element} = 6750\text{mm}$
 Thickness of precast wall section $h = 200\text{mm}$
 Width of precast section $b = L_{y,element} = 2800\text{mm}$
 Self weight of precast element $W_{self_precast} = b \times h \times \rho_{conc} \times g_{acc} = 13.7\text{ kN/m}$

Lifting check (positive moment)

Design bending moment (at 0 mm) $M = \gamma_G \times \phi_{pitching} \times W_{self_precast_Pitching_x} \times L_{element}^2 / 8 = 132.0\text{ kNm}$
 Effective depth of tension reinforcement $d_x = 159\text{ mm}$
 Redistribution ratio $\delta = 1.000$
 $K = M / (b \times d_x^2 \times f_{ck}) = 0.053$
 $K' = (2 \times \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_C) \times (1 - \lambda_{sb} \times (\delta - k_1) / (2 \times k_2)) \times (\lambda_{sb} \times (\delta - k_1) / (2 \times k_2)) = 0.196$
 $K' > K$ - No compression reinforcement is required
 Lever arm $Z_{lever} = \min(0.5 \times d_x \times (1 + (1 - 2 \times K / (\eta \times \alpha_{cc} / \gamma_C))^{0.5}), 0.95 \times d_x) = 151\text{ mm}$
 Depth of neutral axis $x = 2 \times (d_x - Z_{lever}) / \lambda_{sb} = 20\text{ mm}$
 Area of tension reinforcement required $A_{s,pos} = M / (f_{yd} \times Z_{lever}) = 2009\text{ mm}^2$
 Tension reinforcement provided $12 \phi @ 200\text{ c/c}$
 Area of tension reinforcement provided $A_{s,prov} = 1583\text{ mm}^2$
 Minimum area of reinforcement - exp.9.1N $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d_x = 743\text{ mm}^2$
 Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1(3) $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 22400\text{ mm}^2$
 Required area of reinforcement $A_{s,req} = 2009\text{ mm}^2$
 $A_{s,req} / A_{s,prov} = 1.27$
FAIL - Area of reinforcement provided is less than the minimum area required

Lifting check (Shear)

Design shear force at critical shear plane $V_{Ed} = \gamma_G \times \phi_{pitching} \times W_{self_precast_Pitching_x} \times L_{element} / 2 = 78.2\text{ kN}$
 $C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_C = 0.12$
 Depth of tension reinforcement $d_v = h - C_{nom} - \phi_h - \phi_v / 2 = 159\text{ mm}$
 $k_{shear} = \min(1 + (200\text{ mm} / d_v)^{0.5}, 2) = 2.000$
 Tension reinforcement $A_{sl} = (\pi \times \phi^2 / 4) \times (1000\text{ mm} / s_x) / 1\text{ m} \times b = 1583\text{ mm}^2$
 Width of the cross section in tensile area $b_w = L_{y,element} = 2800\text{ mm}$
 Longitudinal reinforcement ratio $\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d_v), 0.02) = 0.00356$
 $v_{min} = 0.035\text{ N}^{0.5}/\text{mm} \times k_{shear}^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = 0.59\text{ N/mm}^2$
 Design shear resistance – exp. 6.2 a & b $V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k_{shear} \times (100\text{ N}^2/\text{mm}^4 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}, v_{min}) \times b_w \times d_v$
 $V_{Rd,c} = 260.7\text{ kN}$

Project Dimensionimi i Objektit B+P+6 Sistem i Parapergatitur			
Section Dimensionimi i Mureve Aksi 2dhe 4 [Kati 4 dhe Kati 5]		Sheet no./rev. 130	
Calc. by Ylber Krasniqi	Date 01/03/2022	Chk'd by	Date
		App'd by	Date

$$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \mathbf{0.30}$$

PASS - Design shear resistance exceeds design shear force

Lifting check (Punching shear)

Punching shear resistance without shear reinforcement

Effective depth to reinforcement	$d_{eff} = (d_x + d_y) / 2 = \mathbf{165 \text{ mm}}$
Bar diameter in x direction	$\phi_x = \mathbf{12 \text{ mm}}$
Bar diameter in y direction	$\phi_y = \mathbf{10 \text{ mm}}$
Tension reinforcement x direction	$A_{sl,x} = (\pi \cdot s_x \cdot \phi_x^2 / 4) \cdot s_x \cdot (1000 \text{ mm} / s_x) / 1 \text{ m} \cdot s_x \cdot L_{y,element} = \mathbf{1583 \text{ mm}^2}$
Tension reinforcement y direction	$A_{sl,y} = (\pi \cdot s_y \cdot \phi_y^2 / 4) \cdot s_y \cdot (1000 \text{ mm} / s_y) / 1 \text{ m} \cdot s_y \cdot L_{x,element} = \mathbf{2121 \text{ mm}^2}$
Longitudinal reinforcement ratio - cl. 6.4.4(1)	$\rho_{lx} = \min(A_{sl,x} / (L_{y,element} \cdot s_x \cdot d_x), 0.02) = \mathbf{0.00356}$
	$\rho_{ly} = \min(A_{sl,y} / (L_{x,element} \cdot s_y \cdot d_y), 0.02) = \mathbf{0.00185}$
	$\rho_{lxy} = \min(\phi \cdot (\rho_{lx} \cdot s_x \cdot \rho_{ly}), 0.02) = \mathbf{0.00256}$
	$k_{punc} = \min(1 + \phi \cdot (200 \text{ mm} / d_{eff}), 2) = \mathbf{2.0}$
	$V_{min,punc} = 0.035 \text{ N}^{0.5} / \text{mm} \cdot s_x \cdot k_{punc}^{3/2} \cdot s_y \cdot f_{ck}^{1/2} = \mathbf{0.59 \text{ N/mm}^2}$
	$C_{Rd,c,punc} = 0.18 / \gamma_c = \mathbf{0.12}$

Punching shear at control perimeter from lifting point

Lifting point centre	$x_{centre} = \mathbf{0 \text{ mm}}$
	$y_{centre} = \mathbf{800 \text{ mm}}$
Basic control perimeter distance	$r_1 = 2 \cdot s_x \cdot d_{eff} = \mathbf{329 \text{ mm}}$
Punching shear perimeter classification	EdgeY
Punching shear perimeter	$u_1 = \pi \cdot s_x \cdot r_1 + 2 \cdot s_y \cdot x_{centre} = \mathbf{1034 \text{ mm}}$
Design punching shear force	$V_{Ed} = \gamma_G \cdot s_x \cdot \phi_{pitching} \cdot s_y \cdot (L_{x,element} \cdot s_x \cdot L_{y,element} \cdot s_y \cdot h \cdot s_x \cdot \rho_{conc} \cdot s_y \cdot g_{acc}) / 4 = \mathbf{39.1 \text{ kN}}$
Design punching shear stress – exp. 6.38	$V_{Ed} = V_{Ed} / (u_1 \cdot s_x \cdot d_{eff}) = \mathbf{0.23 \text{ N/mm}^2}$
Design punching shear resistance -exp. 6.47	$V_{Rd,c,punc} = \max(C_{Rd,c,punc} \cdot s_x \cdot k_{punc} \cdot s_y \cdot (100 \text{ N}^2 / \text{mm}^4 \cdot s_x \cdot \rho_{lxy} \cdot s_y \cdot f_{ck})^{1/3}, V_{min,punc})$
	$V_{Rd,c,punc} = \mathbf{0.59 \text{ N/mm}^2}$
	$V_{Ed} / V_{Rd,c,punc} = \mathbf{0.39}$

PASS - Punching shear capacity exceeds design punching shear stress

Punim Diplome Master: Dimensionimi i Objektivit B+P+6K me sistem montazhë

Sasia e Armatures ne raport me siperfaqen e objektit [B+P+6]									
Pozicionet	Profilet						Sasia e Armatures		
	Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Pesha Toale [Kg]	Siperfaqet [m ²]	Sasia kg/m ²
Sasia e Armatures per Objektin B+P+6	21635.27	45518	32585	25546	2502	8086	135872.27	3071.52	44.23616646

Sasia e Armatures ne Raport me Sasin e Betonit									
Pozicionet	Profilet						Sasia e Armatures		
	Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Pesha Toale [Kg]	Sasia e Betonit [m ³]	Sasia kg/m ²
Sasia e Armatures per Objektin B+P+6	21635.27	45518	32585	25546	2502	8086	135872.27	1509.8	89.99355544

Input data - Structure

Level scheme

Name	z [m]	h [m]
Kulmi	21.00	3.00
Kati 6	18.00	3.00
Kati 5	15.00	3.00
Kati 4	12.00	3.00
Kati 3	9.00	3.00

Kati 2	6.00	3.00
Kati 1	3.00	3.00
Perdhesa	0.00	3.00
Themeli	-3.00	

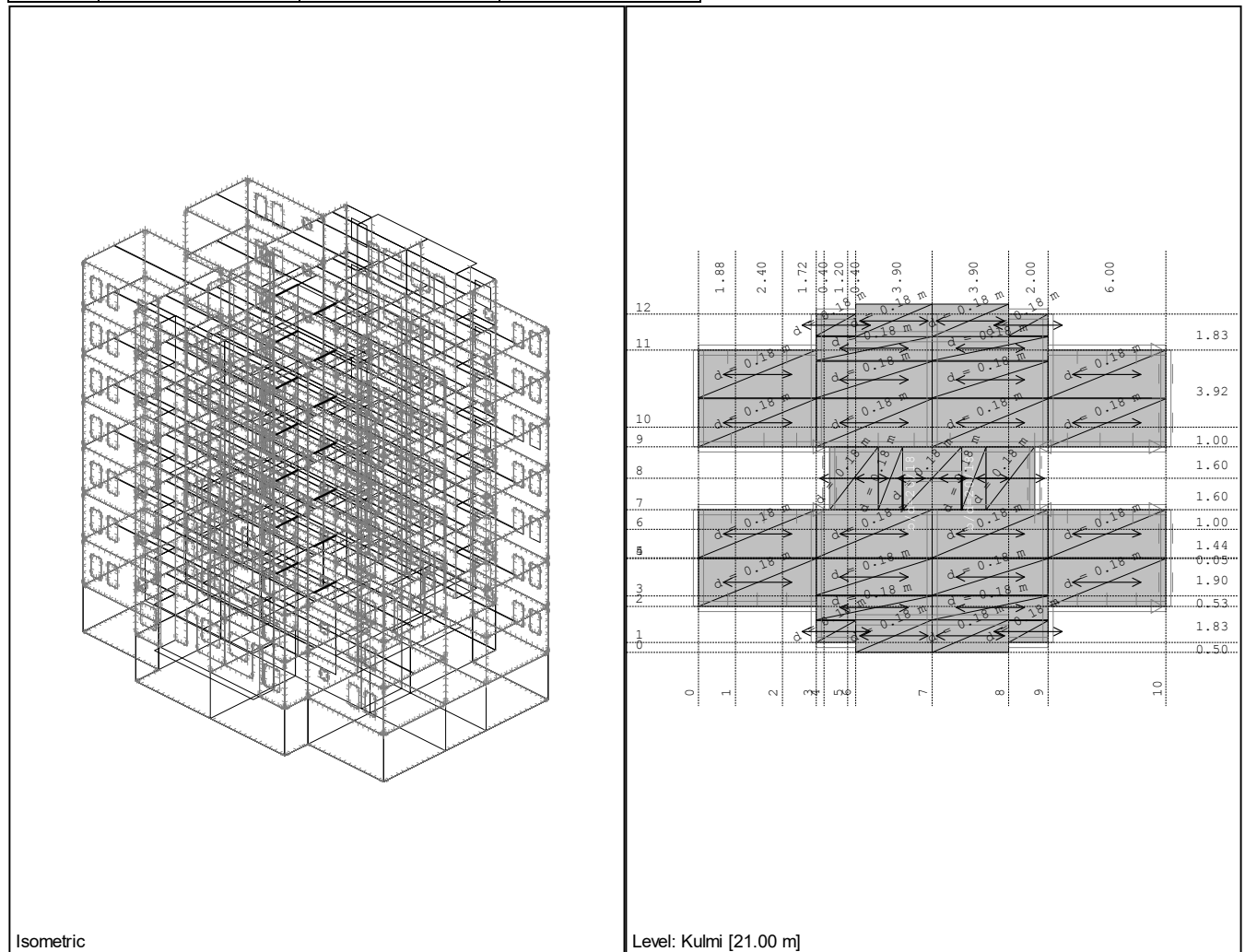
Slab sets

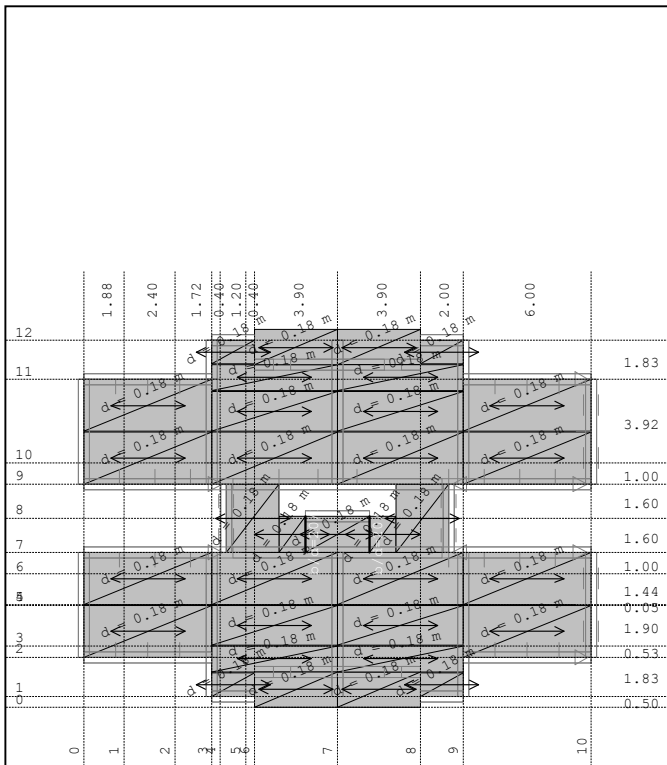
No	t[m]	e[m]	Material	Analysis type	Orthotropy	E2[kN/m ²]	G[kN/m ²]	α
<1>	0.800	0.400	1	Thin slab	Isotropy			
<2>	0.180	0.090	1	Thin slab	Unisotropy	0.000e+0	0.000e+0	0.00
<3>	0.200	0.100	1	Thin slab	Isotropy			
<4>	0.250	0.125	1	Thin slab	Isotropy			

Area support sets

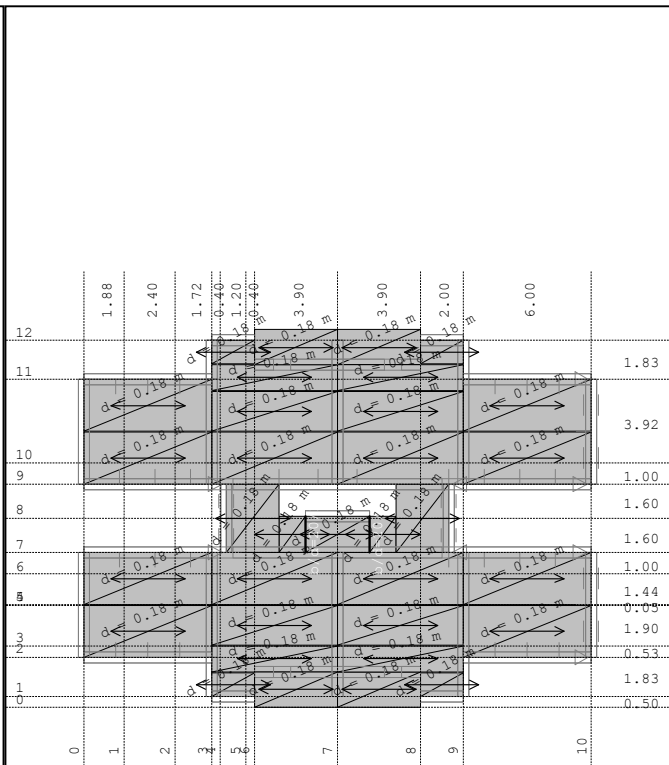
Set	K,R1	K,R2	K,R3
-----	------	------	------

1	2.000e+4	2.000e+4	2.000e+4
---	----------	----------	----------

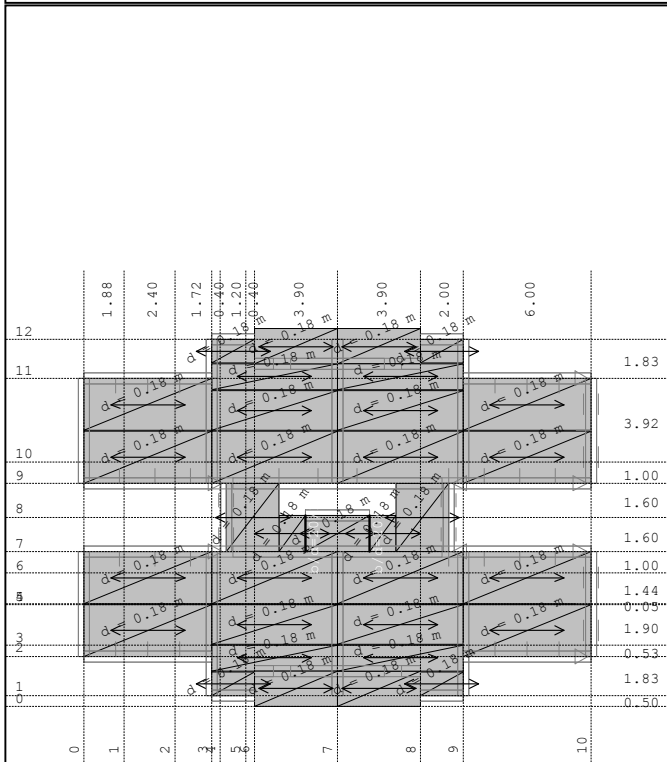




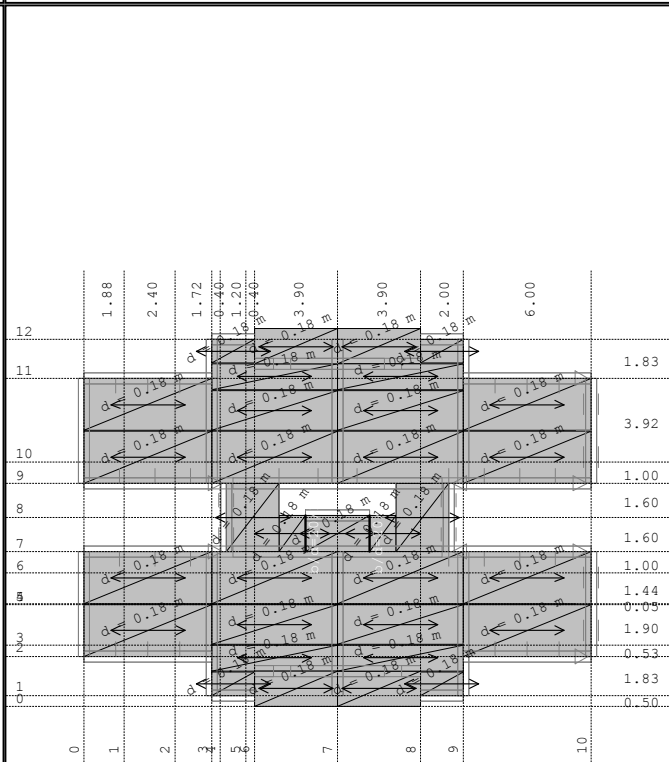
Level: Kati 6 [18.00 m]



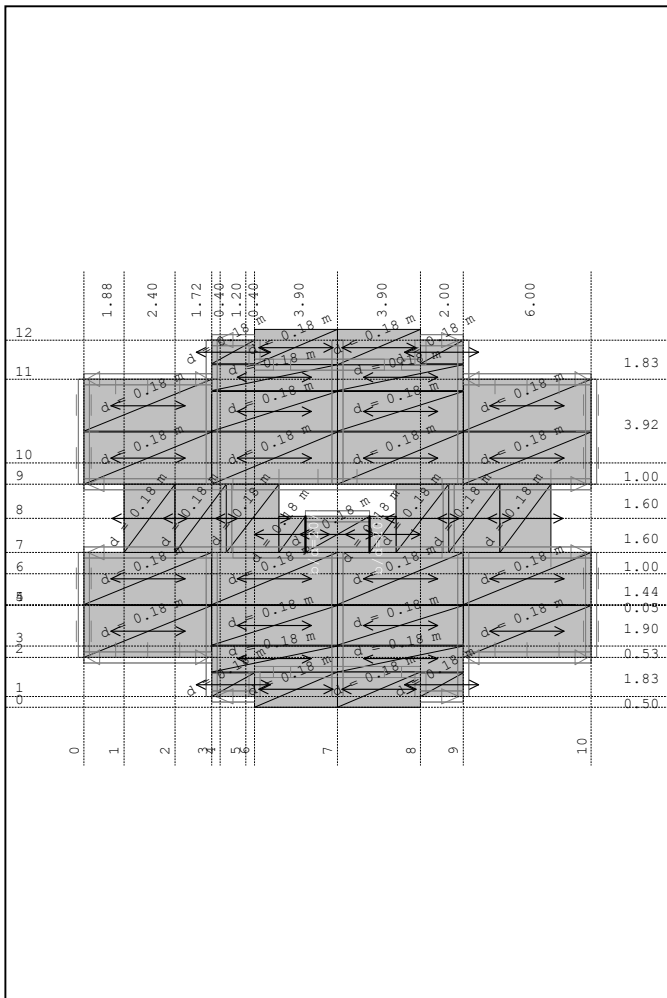
Level: Kati 5 [15.00 m]



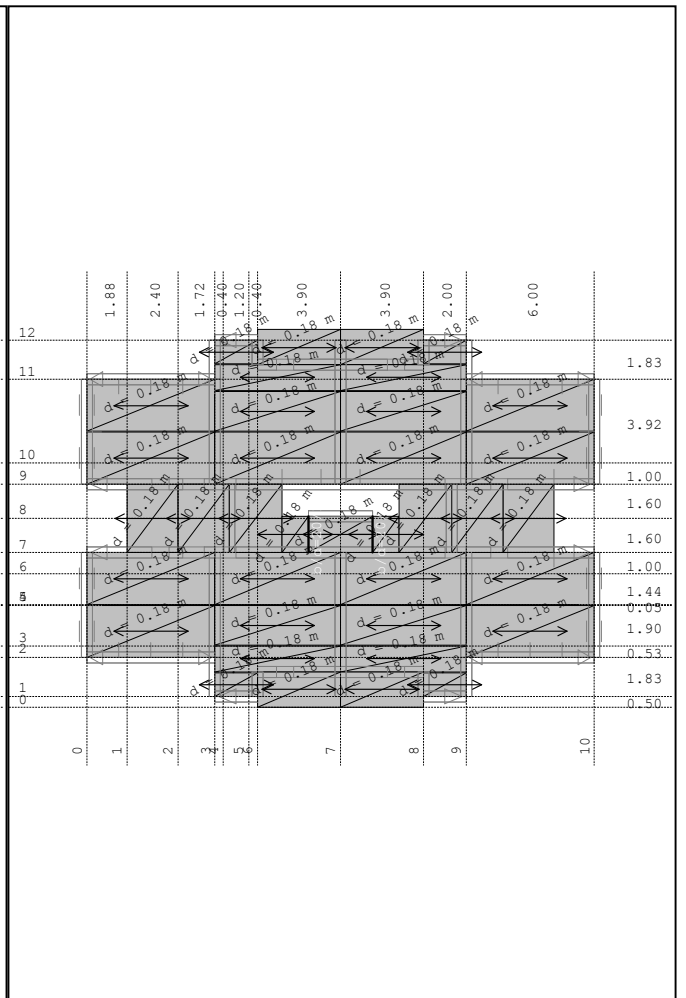
Level: Kati 4 [12.00 m]



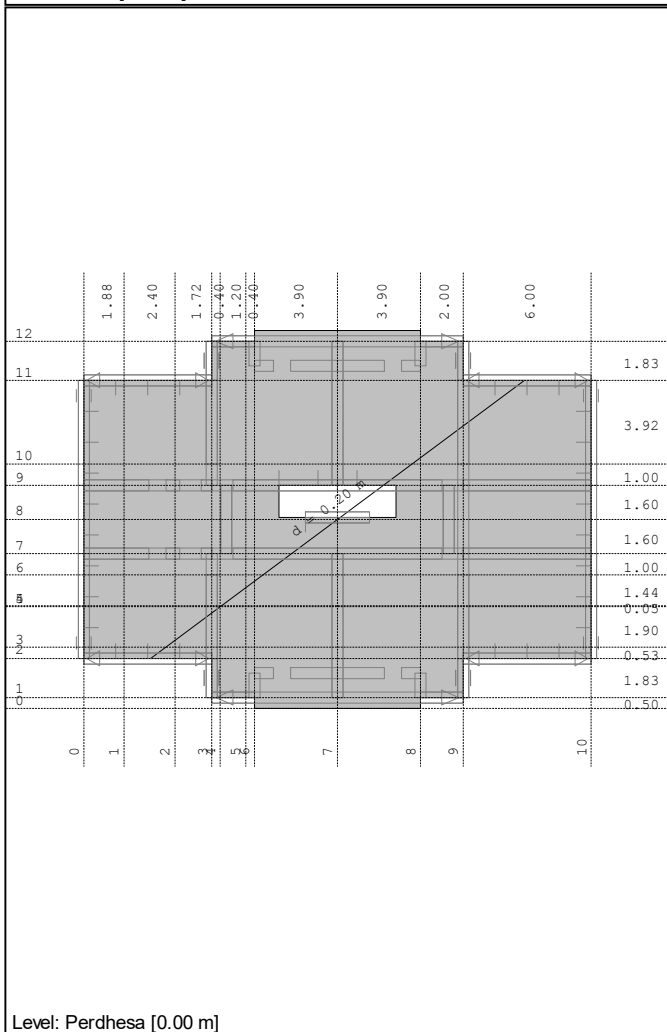
Level: Kati 3 [9.00 m]



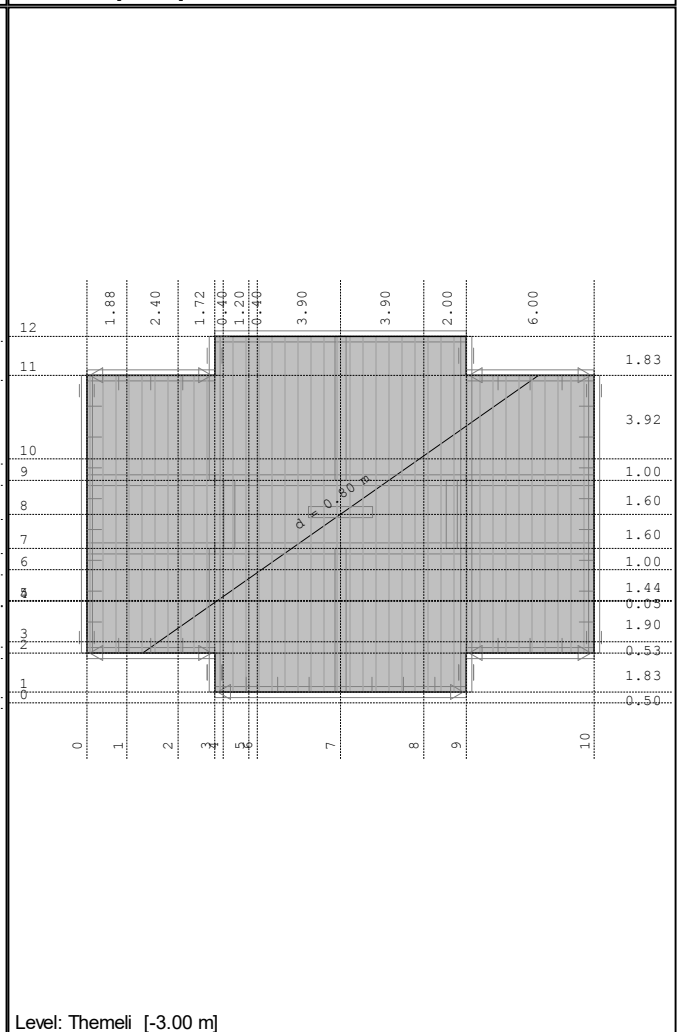
Level: Kati 2 [6.00 m]



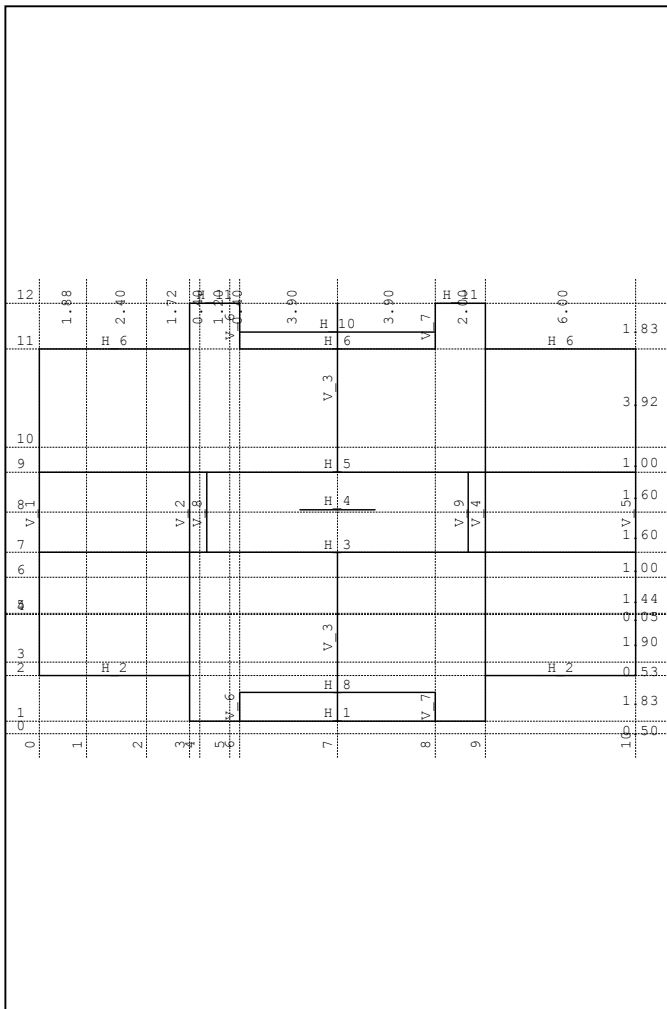
Level: Kati 1 [3.00 m]



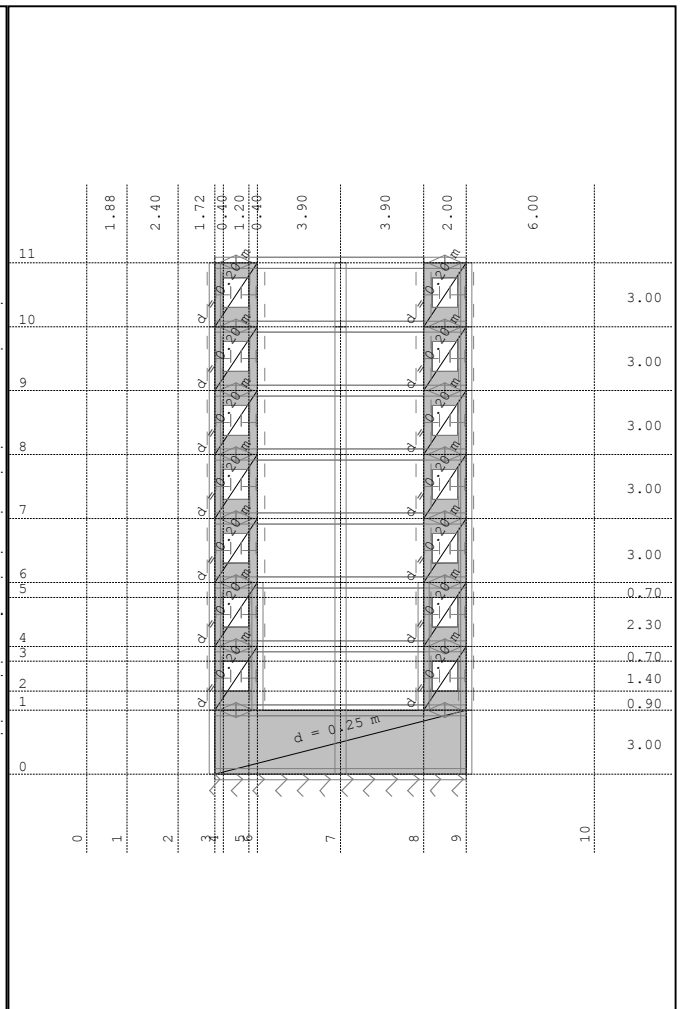
Level: Perdhesa [0.00 m]



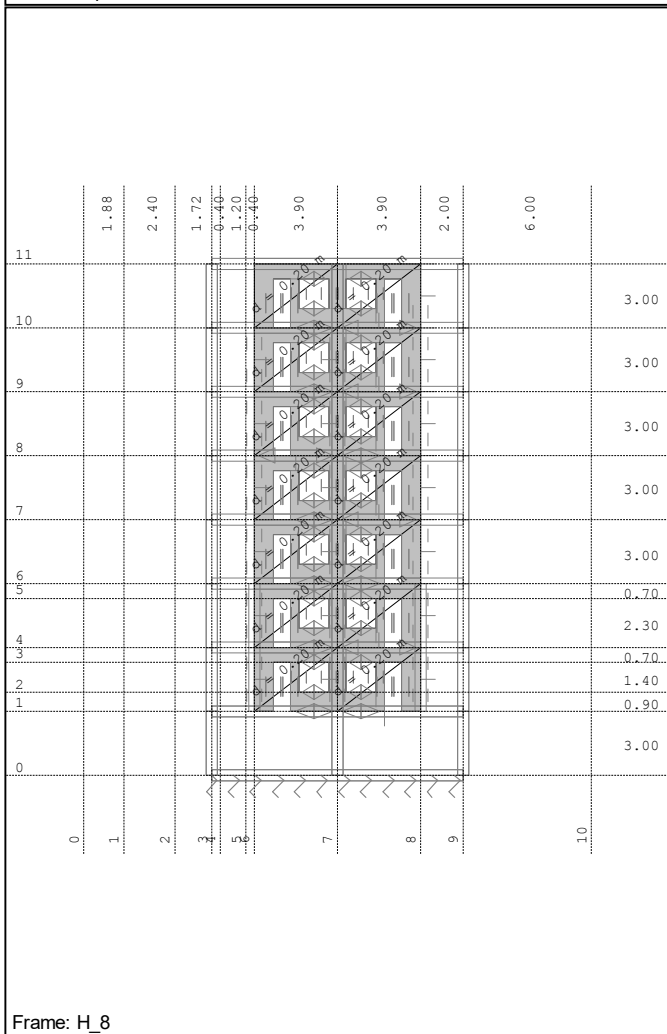
Level: Themeli [-3.00 m]



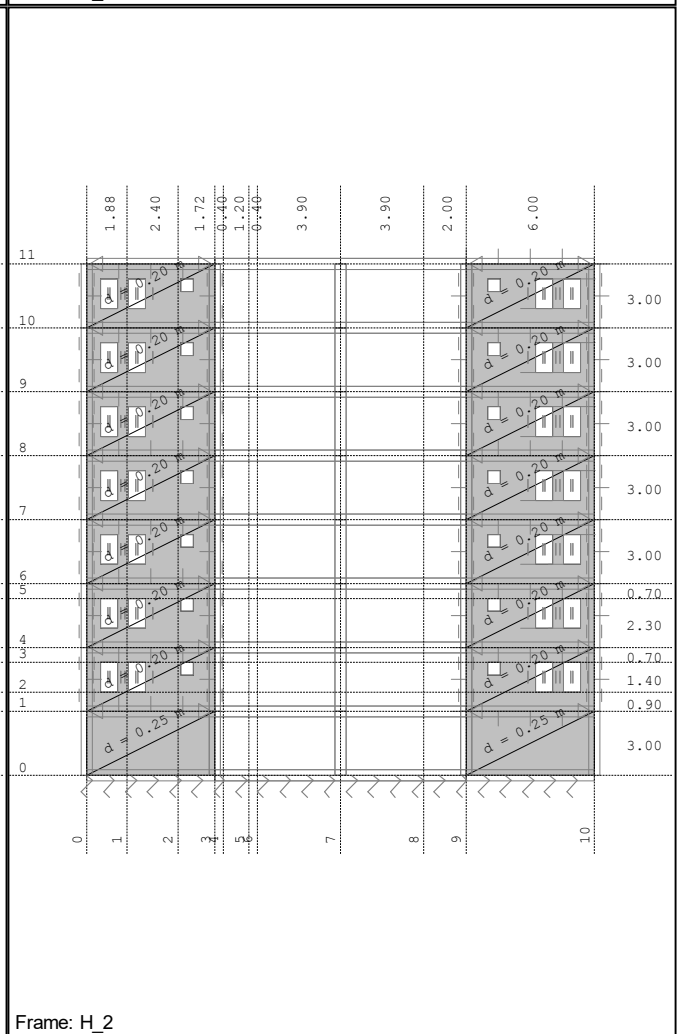
Frame disposition



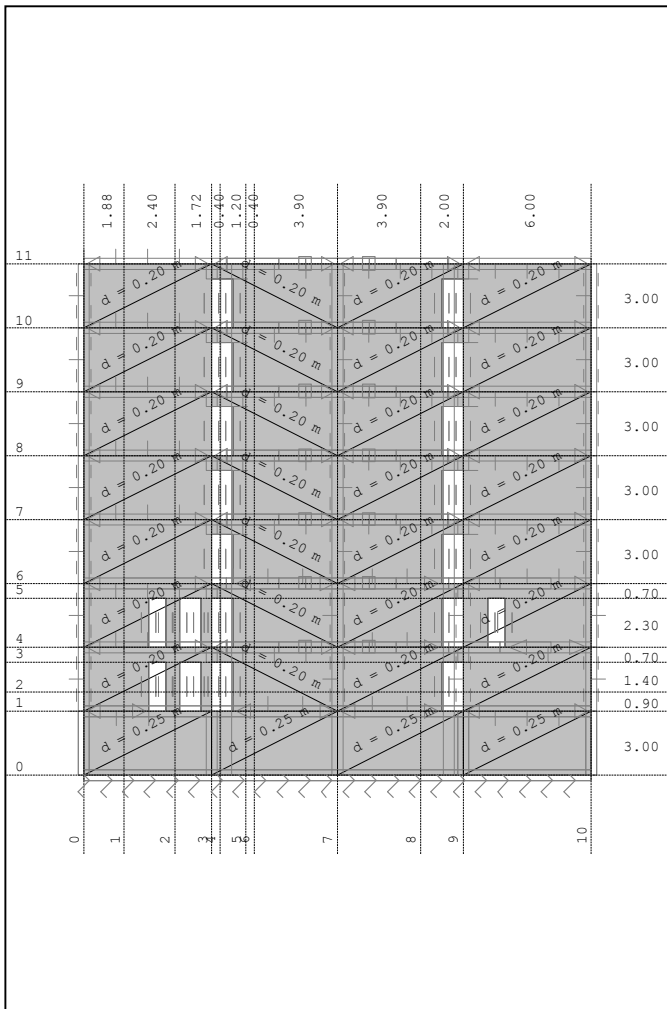
Frame: H_1



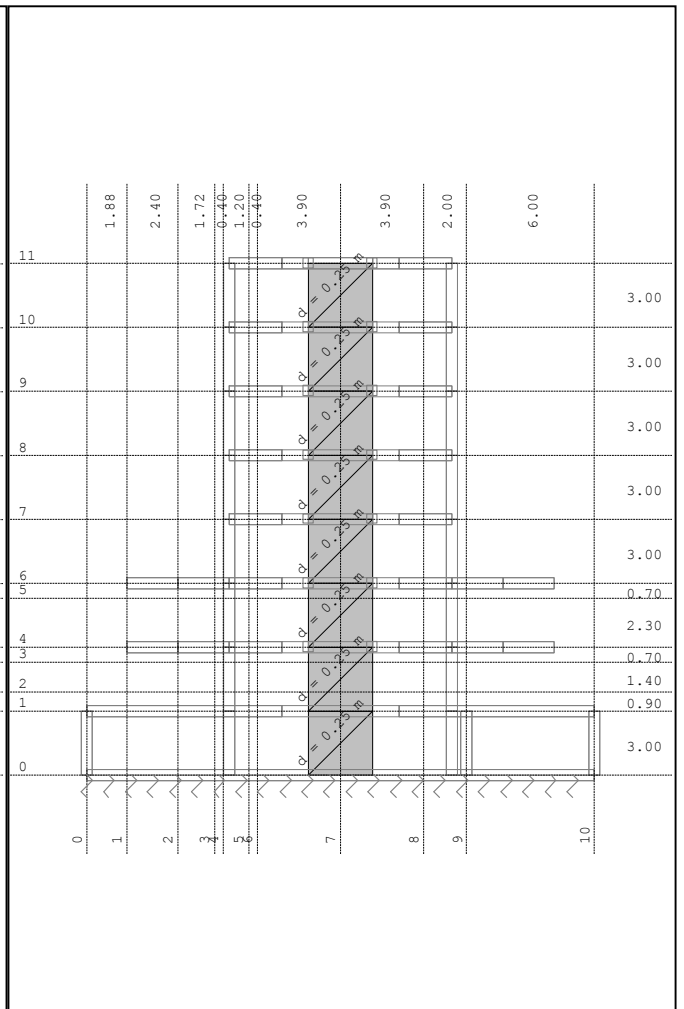
Frame: H_8



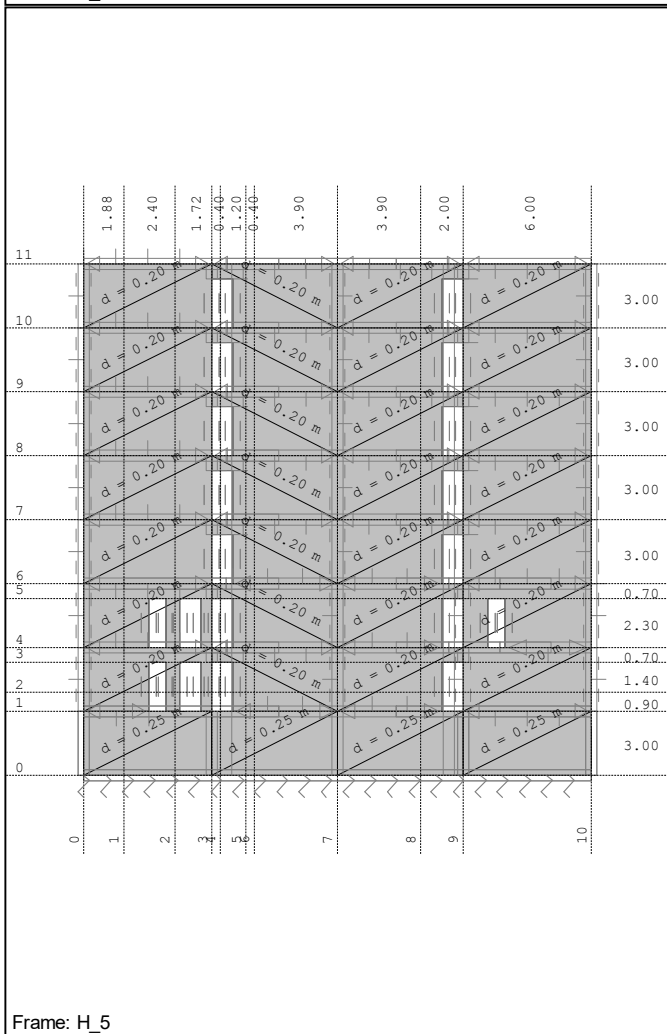
Frame: H_2



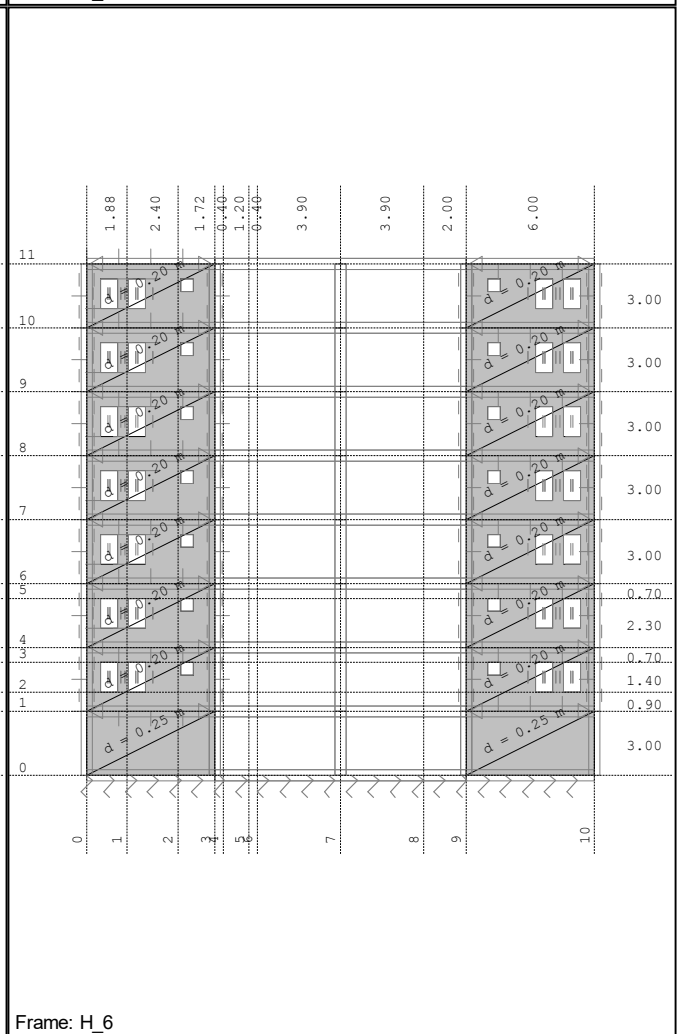
Frame: H_3



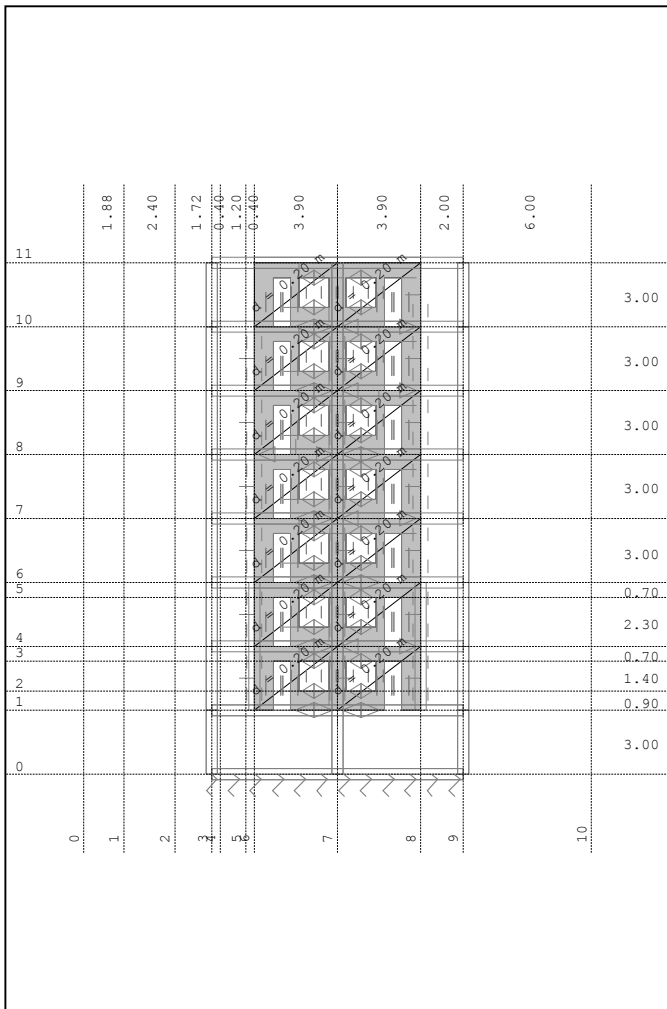
Frame: H_4



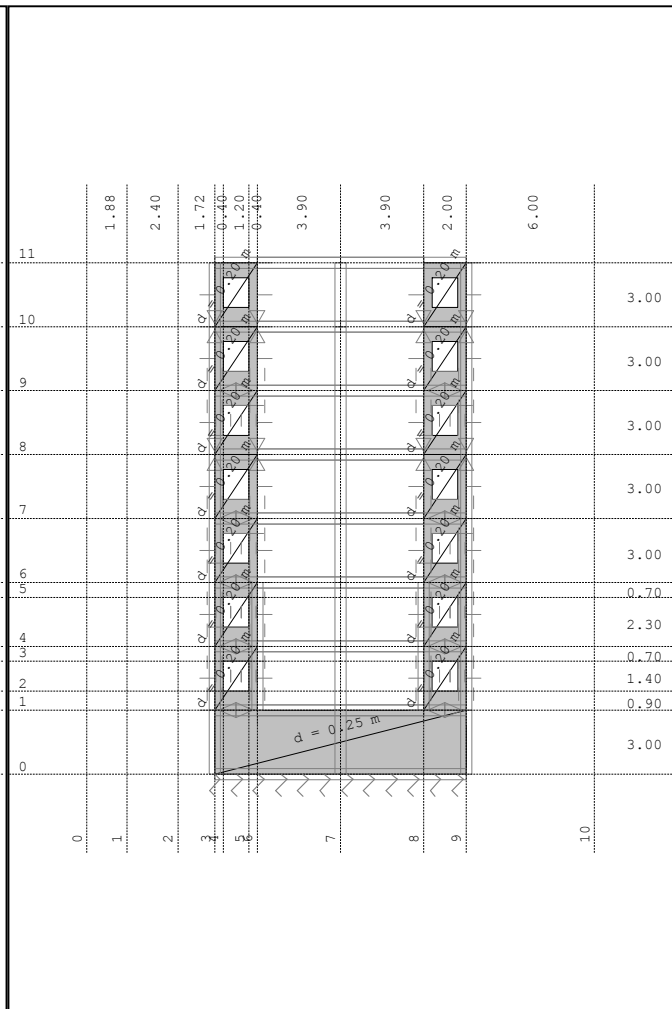
Frame: H_5



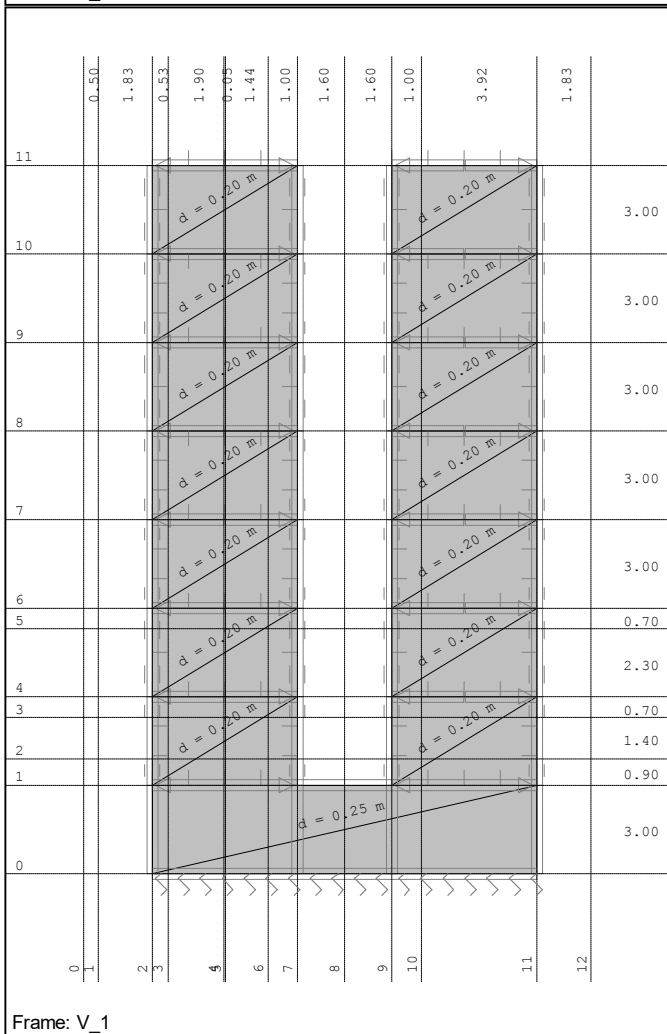
Frame: H_6



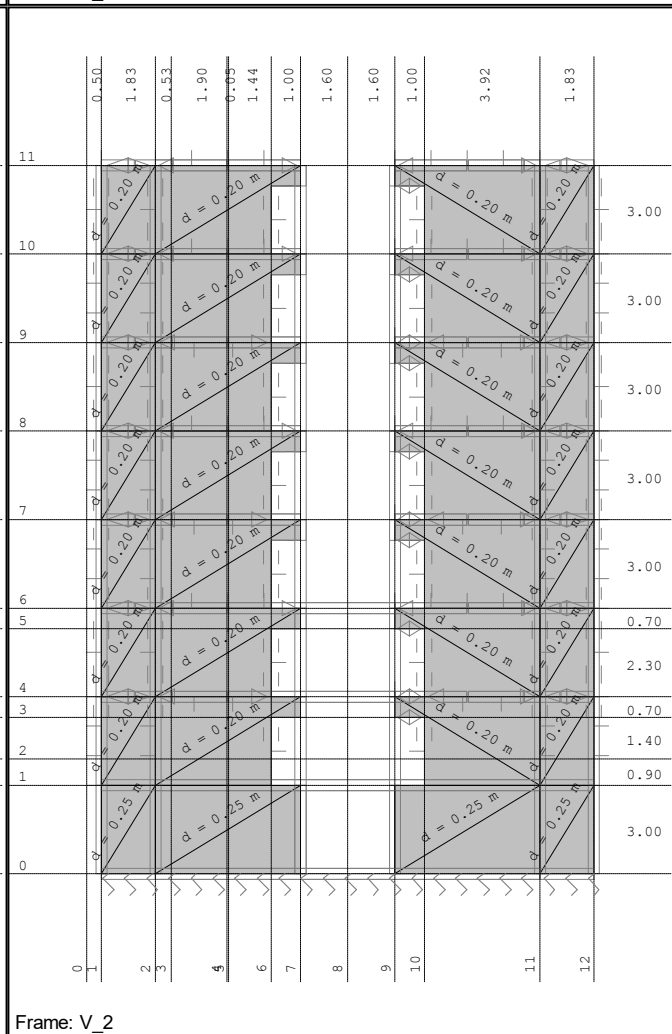
Frame: H_10



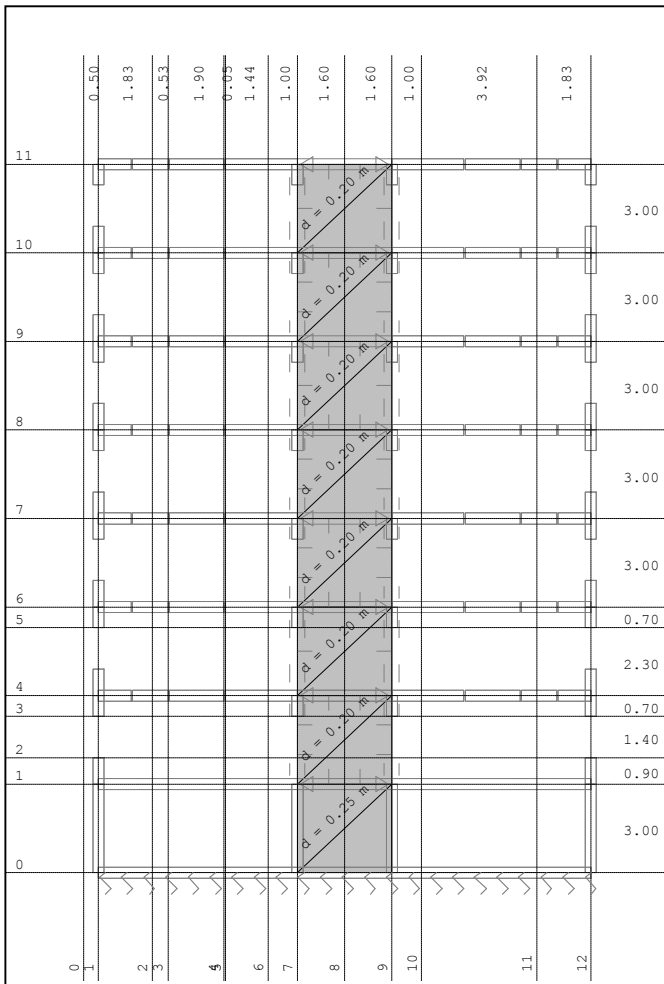
Frame: H_11



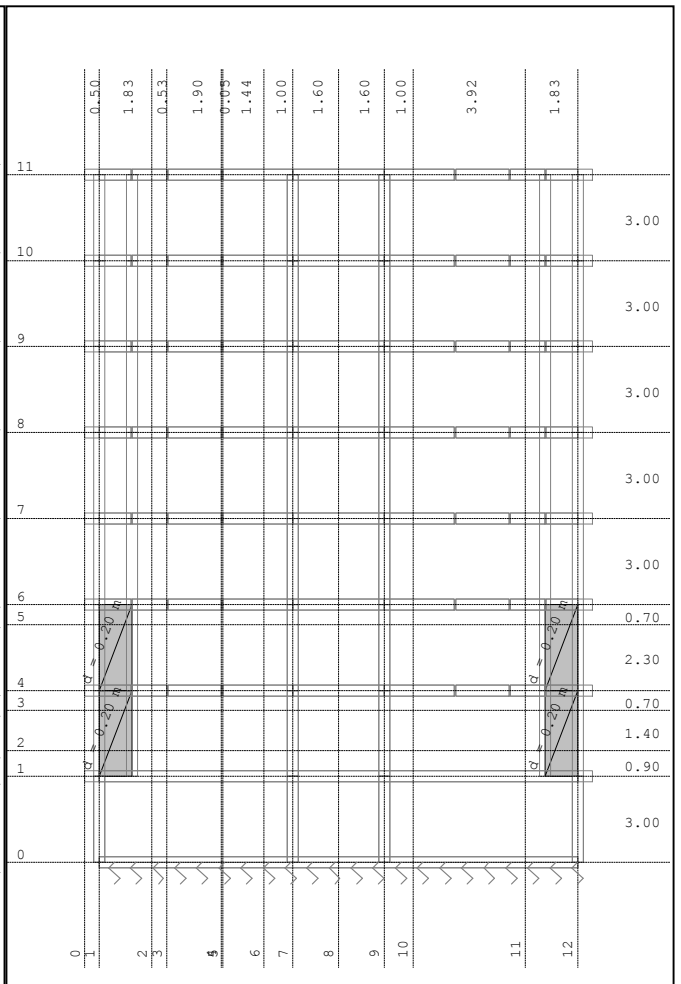
Frame: V_1



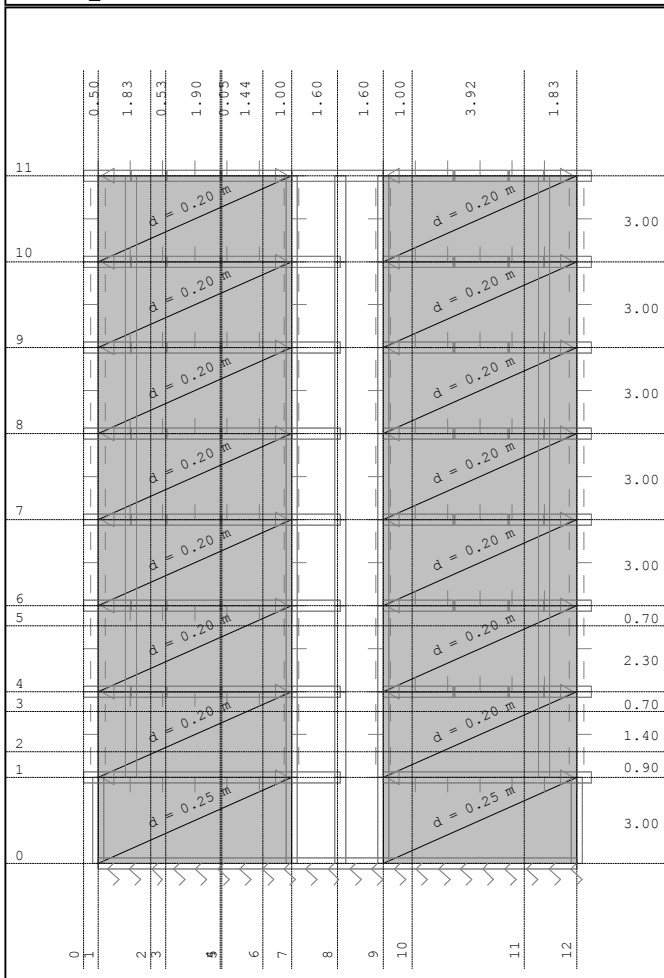
Frame: V_2



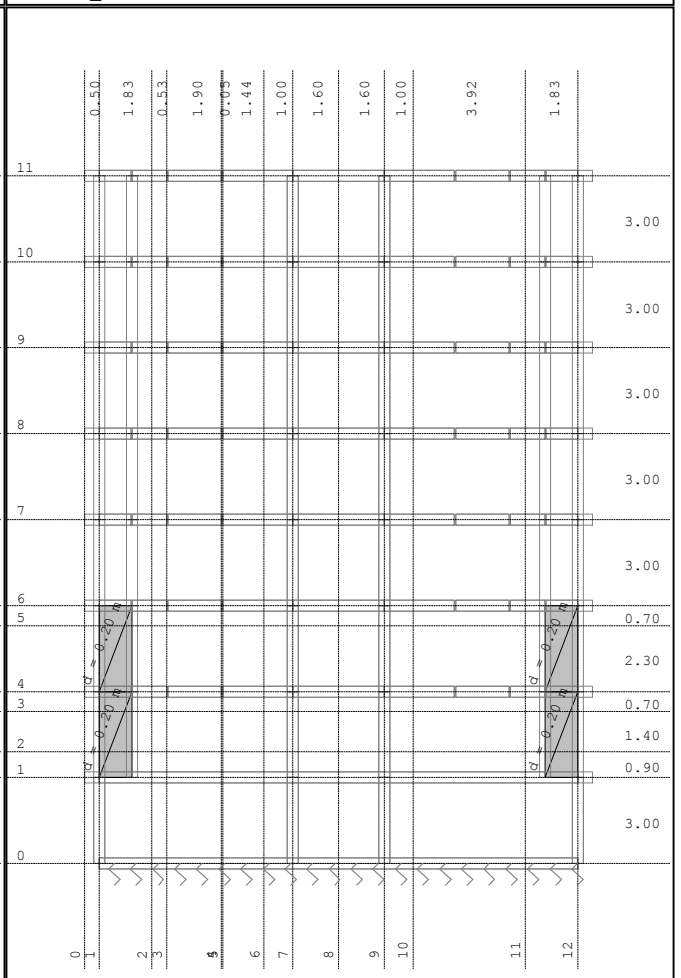
Frame: V_8



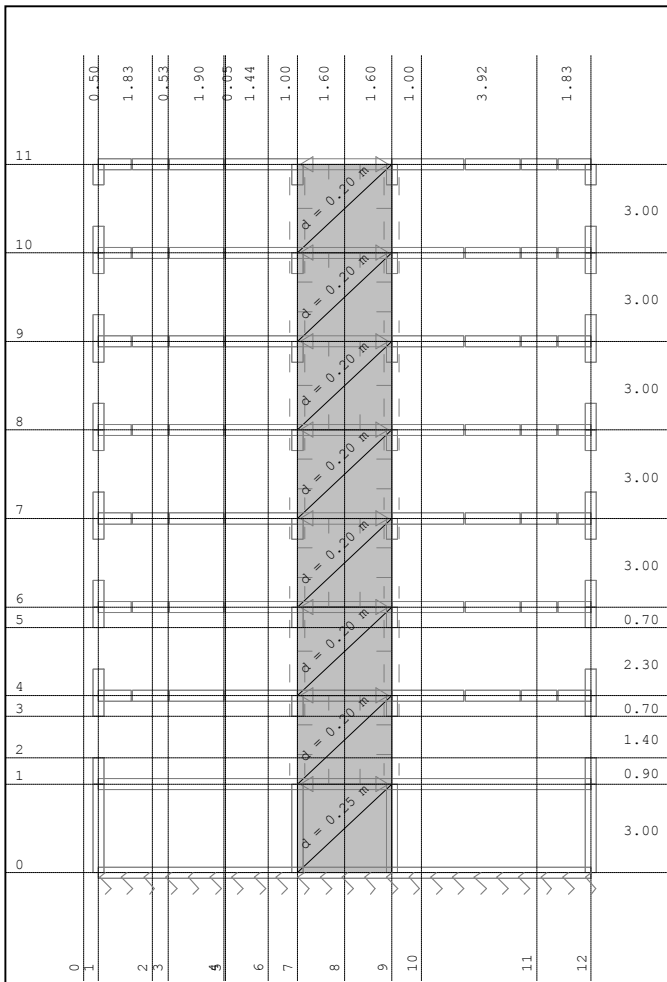
Frame: V_6



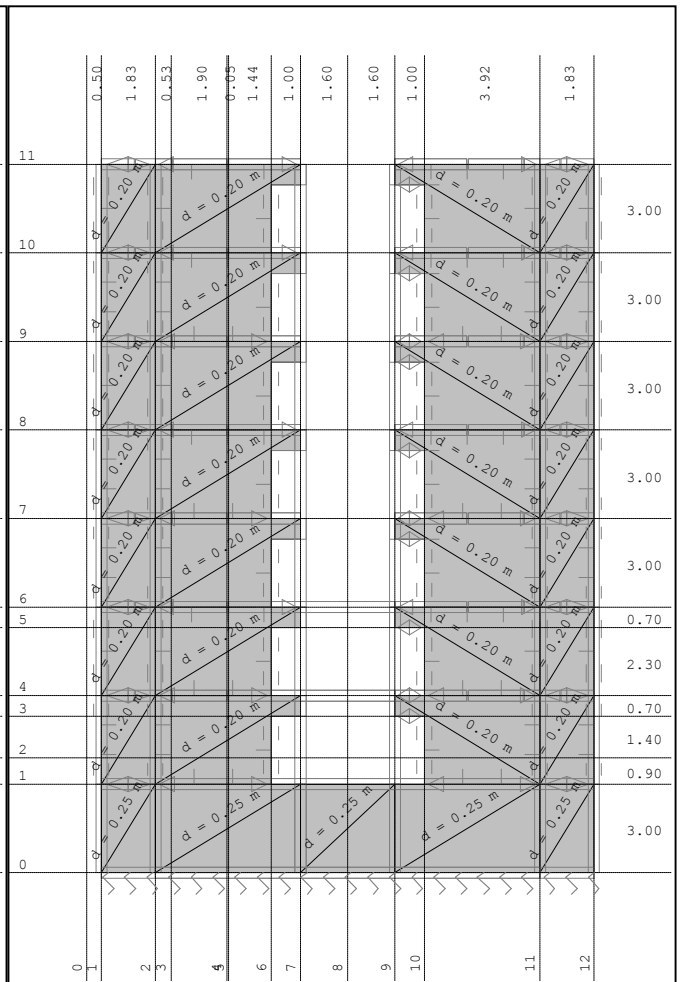
Frame: V_3



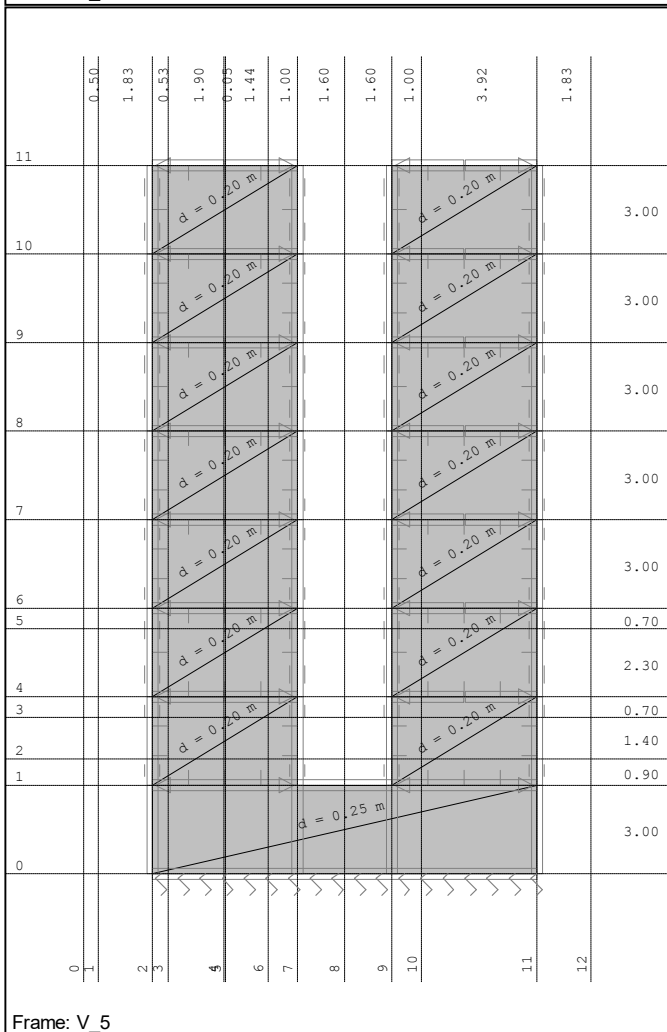
Frame: V_7



Frame: V_9



Frame: V_4



Frame: V_5

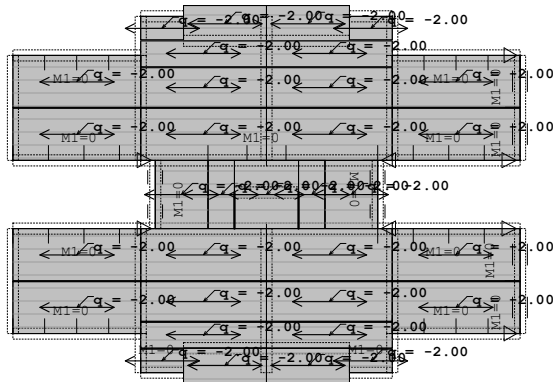
Input data - Load

Load cases list

LC	Name
1	g (g)
2	q
3	Bora
4	Wy
5	Wx
6	Sx (+e)
7	Sx (-e)
8	Sy (+e)
9	Sy (-e)
10	Comb.: I+II

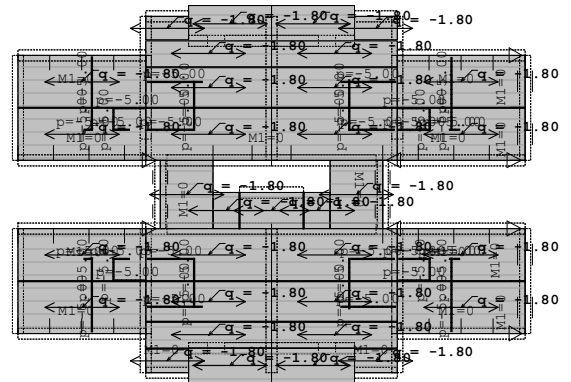
11	Comb.: 1.35xI+1.5xII+0.9xIII
12	Comb.: 1.35xI+1.5xII+0.9xIV
13	Comb.: 1.35xI+1.5xII+0.9xV
14	Comb.: I+0.3xII+VI
15	Comb.: I+0.3xII-1xVI
16	Comb.: I+0.3xII+VII
17	Comb.: I+0.3xII-1xVII

Load 1: g (g)



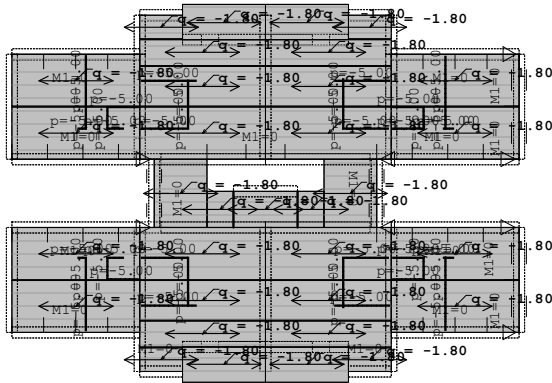
Level: Kulmi [21.00 m]

Load 1: g (g)



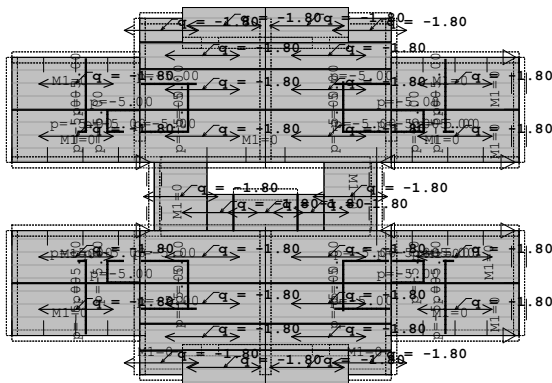
Level: Kati 6 [18.00 m]

Load 1: g (g)



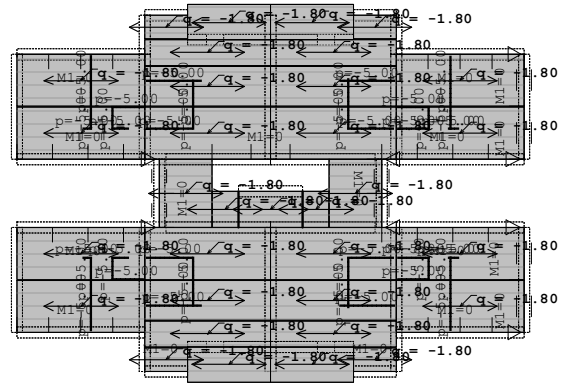
Level: Kati 5 [15.00 m]

Load 1: g (g)



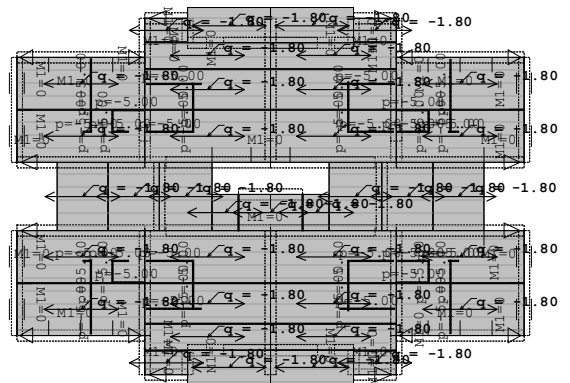
Level: Kati 3 [9.00 m]

Load 1: g (g)



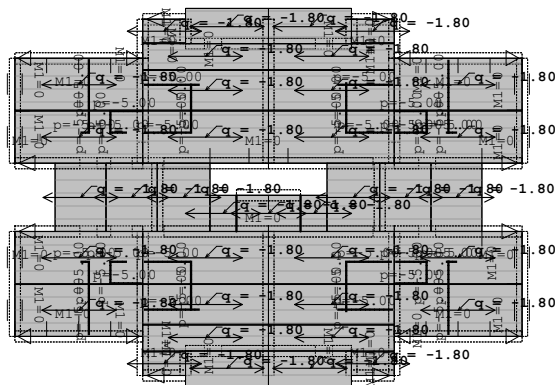
Level: Kati 4 [12.00 m]

Load 1: g (g)



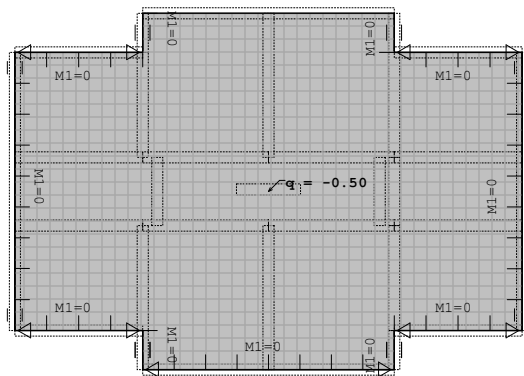
Level: Kati 2 [6.00 m]

Load 1: g (g)



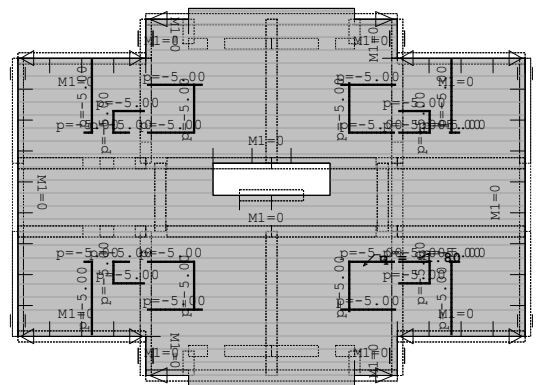
Level: Kati1 [3.00 m]

Load 1: g (g)



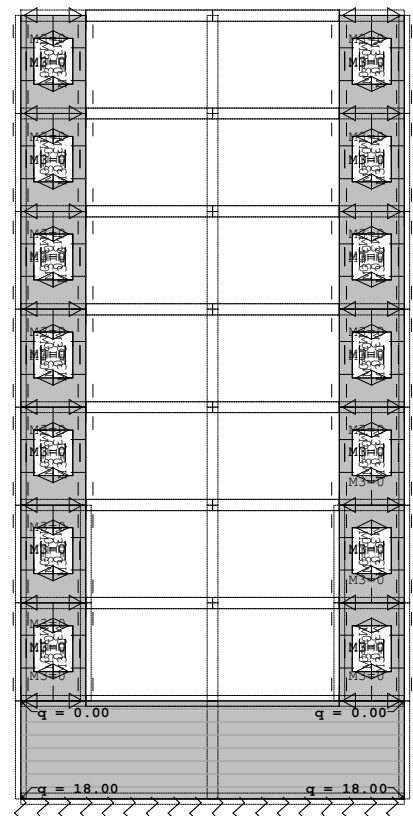
Level: Themeli [-3.00 m]

Load 1: g (g)



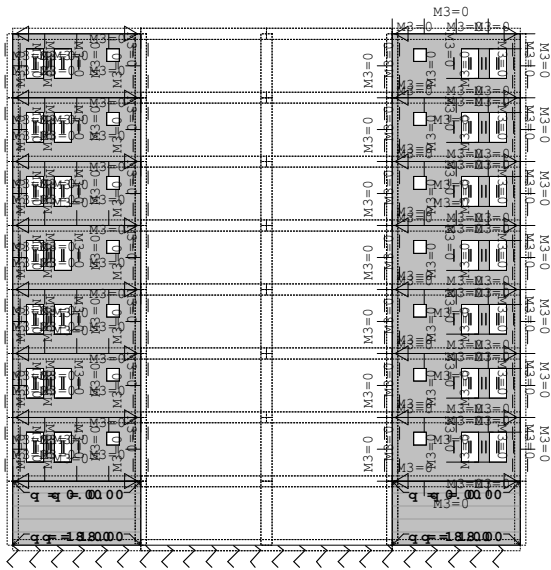
Level: Perdhesa [0.00 m]

Load 1: g (g)



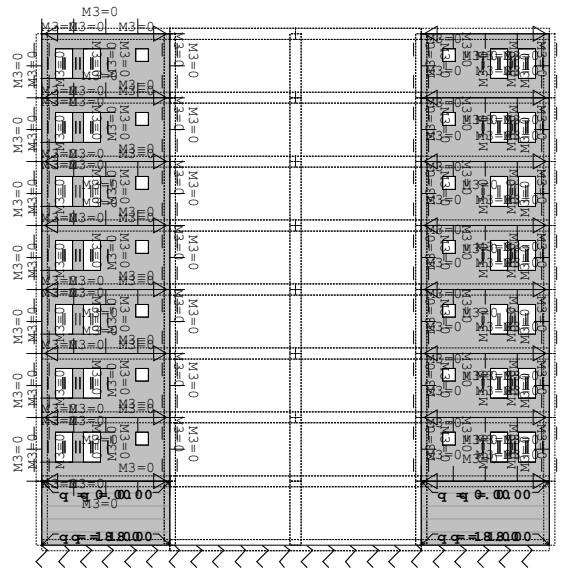
Frame: H_1

Load 1: g (g)



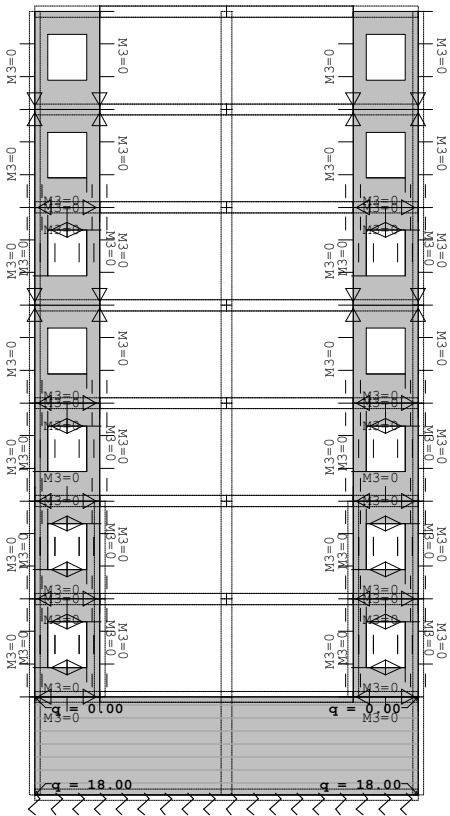
Frame: H_2

Load 1: g (g)



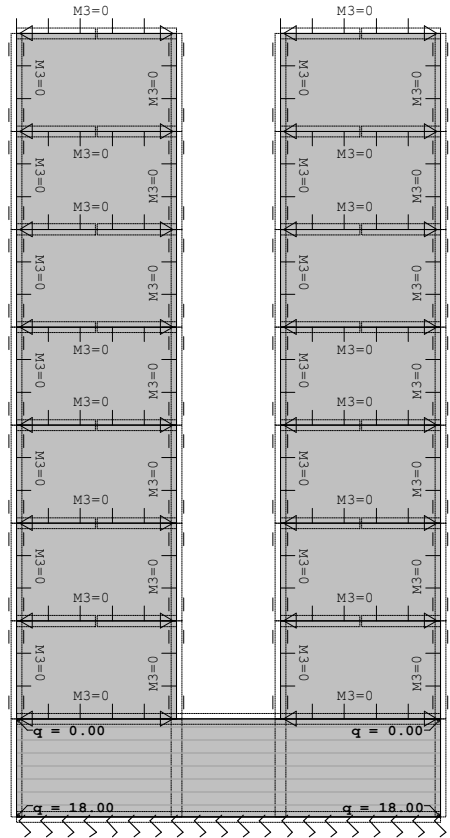
Frame: H_6

Load 1: g (g)



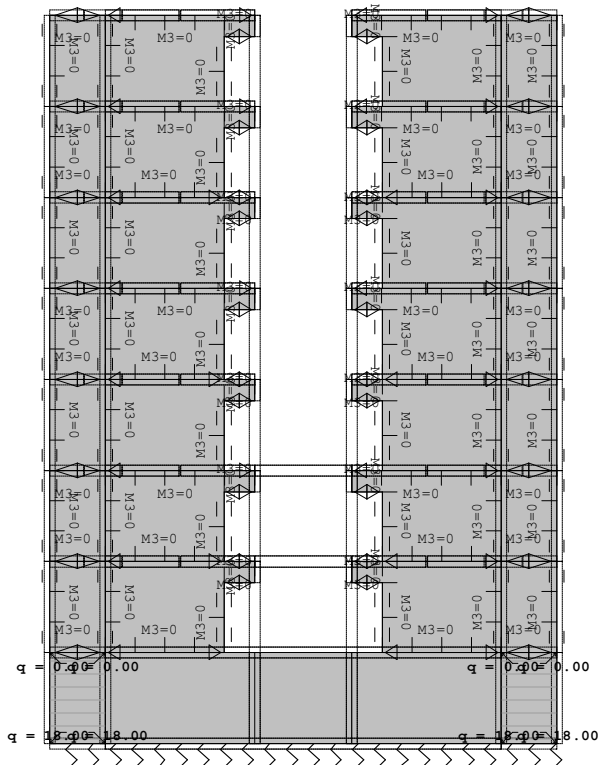
Frame: H_11

Load 1: g (g)



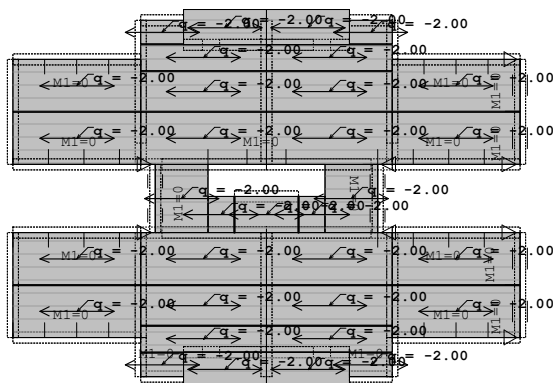
Frame: V_1

Load 1: g (g)



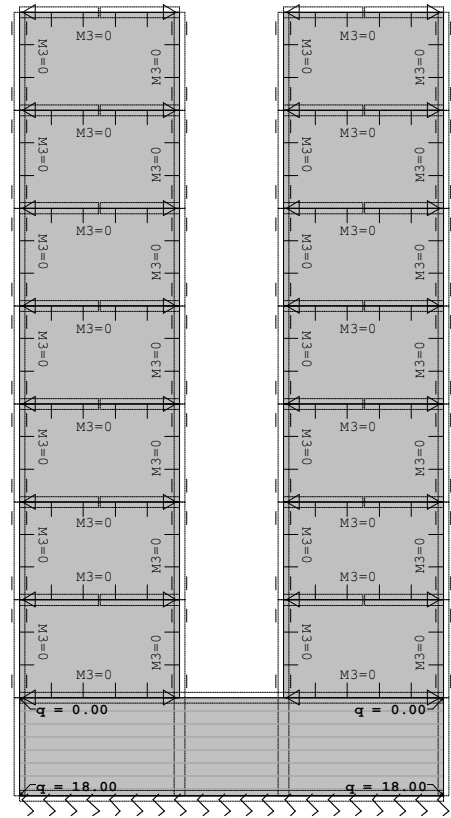
Frame: V_4

Load 2: q



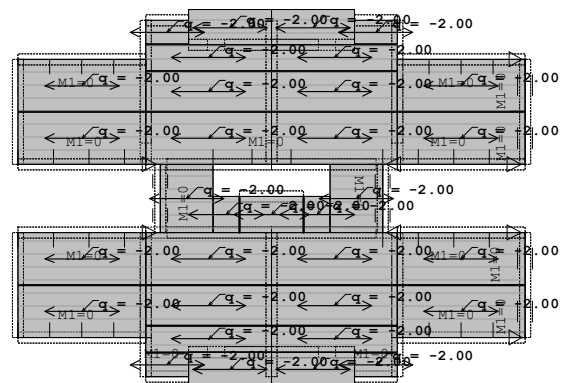
Level: Kati 6 [18.00 m]

Load 1: g (g)



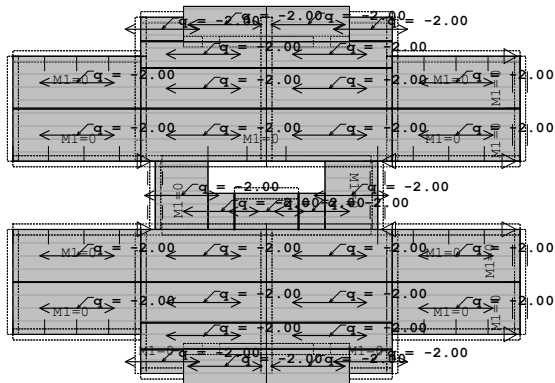
Frame: V_5

Load 2: q



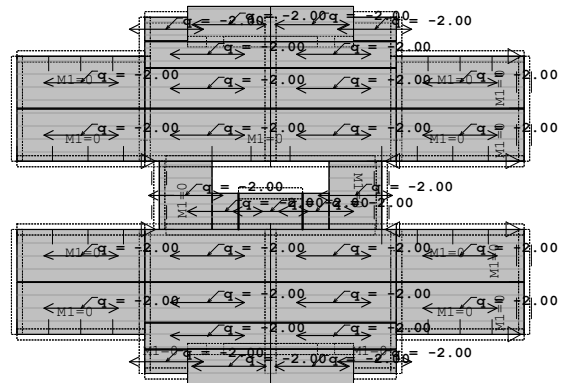
Level: Kati 5 [15.00 m]

Load 2: q



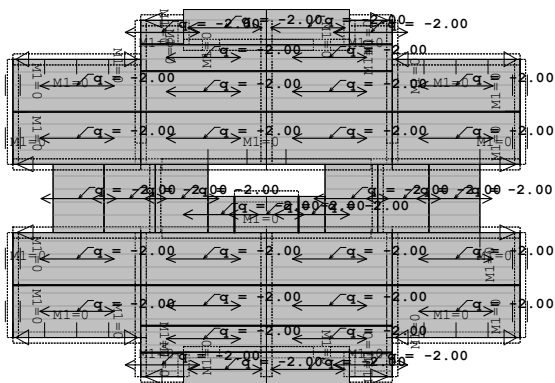
Level: Kati 4 [12.00 m]

Load 2: q



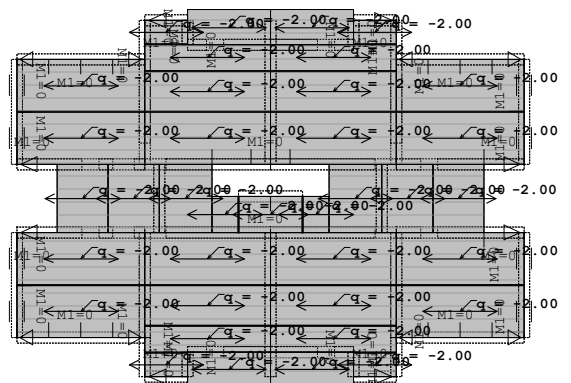
Level: Kati 3 [9.00 m]

Load 2: q



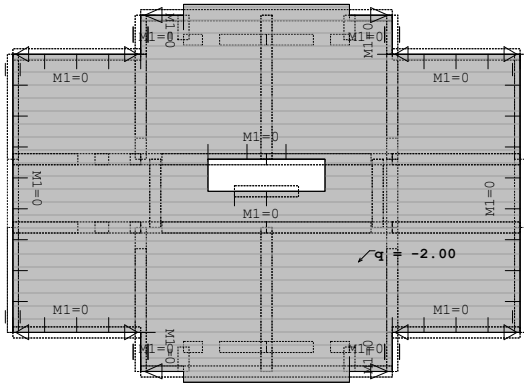
Level: Kati 2 [6.00 m]

Load 2: q



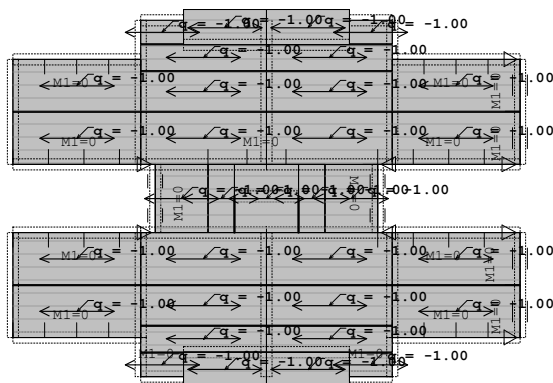
Level: Kati 1 [3.00 m]

Load 2: q



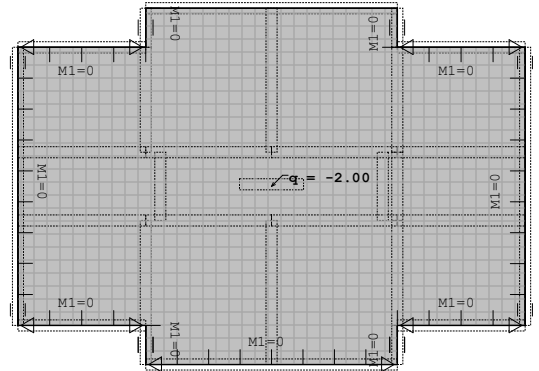
Level: Perdhesa [0.00 m]

Load 3: Bora



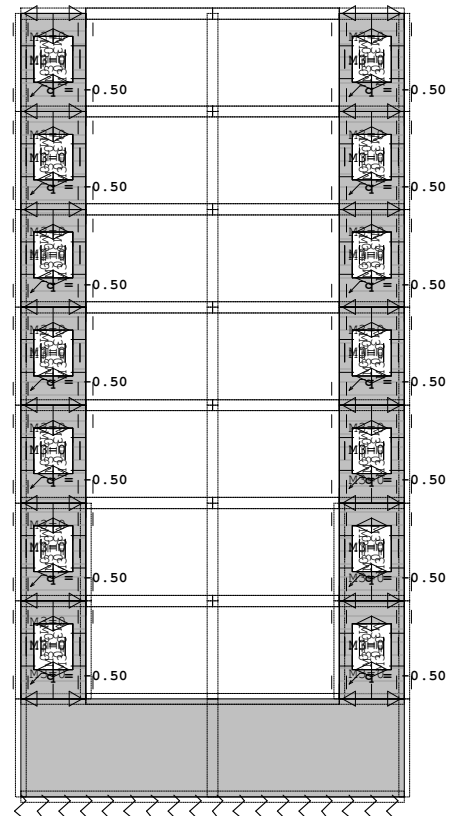
Level: Kulmi [21.00 m]

Load 2: q



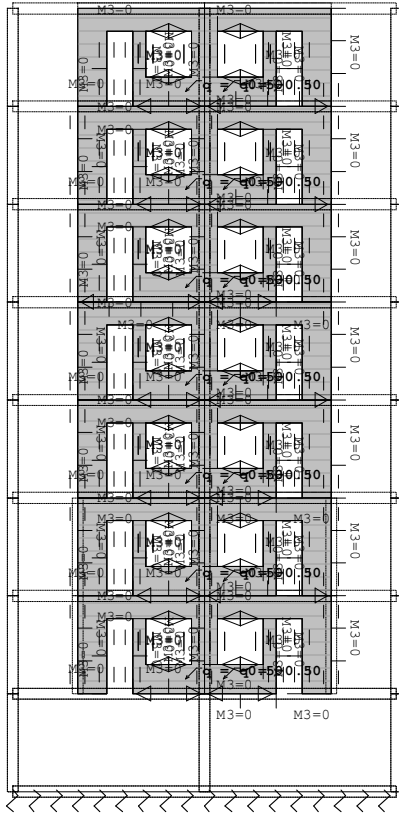
Level: Themeli [-3.00 m]

Load 4: Wy



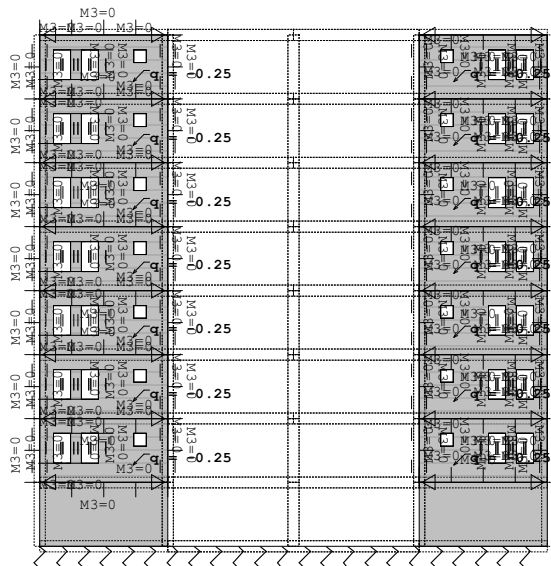
Frame: H_1

Load 4: Wy



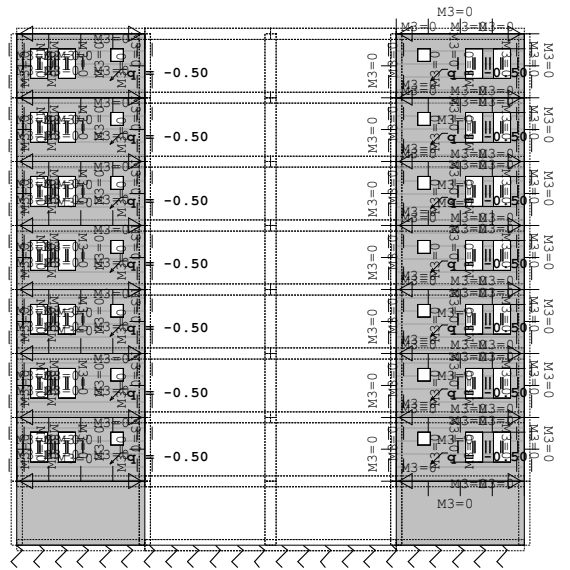
Frame: H_8

Load 4: Wy



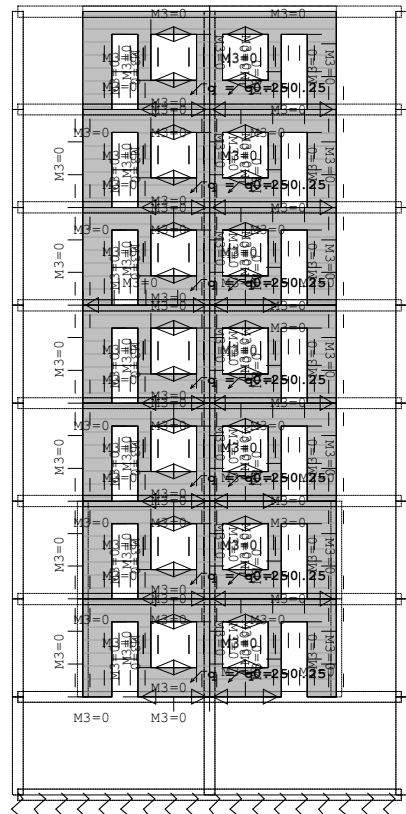
Frame: H_6

Load 4: Wy



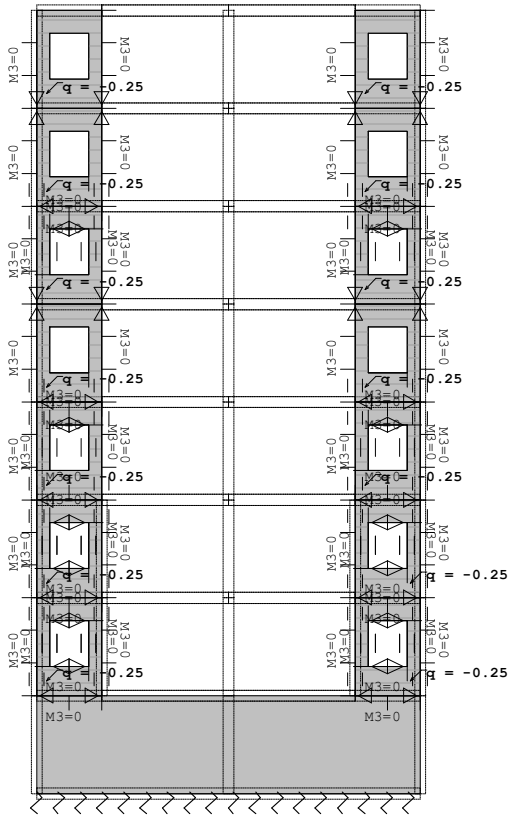
Frame: H_2

Load 4: Wy



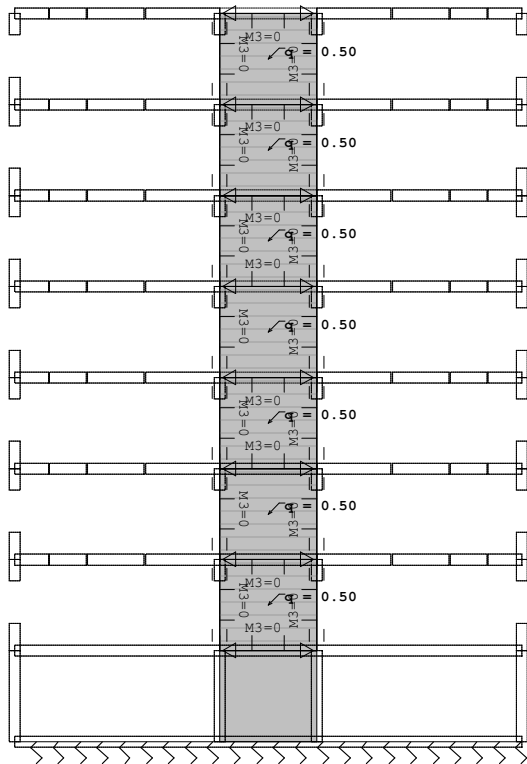
Frame: H_10

Load 4: Wy



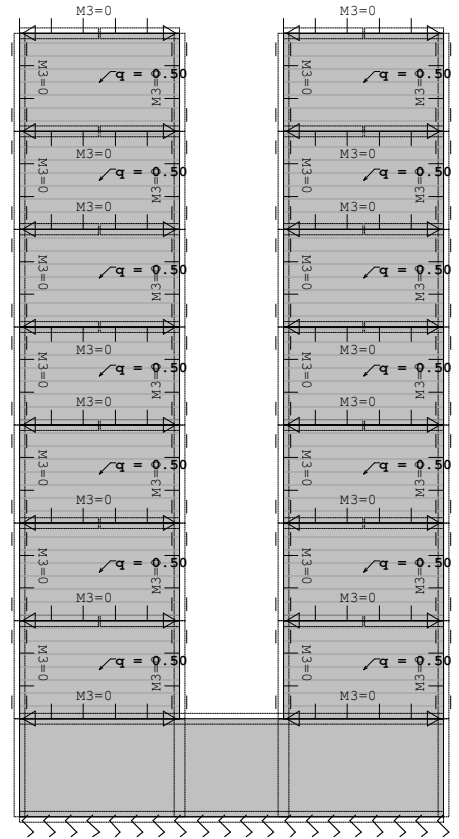
Frame: H_11

Load 5: Wx



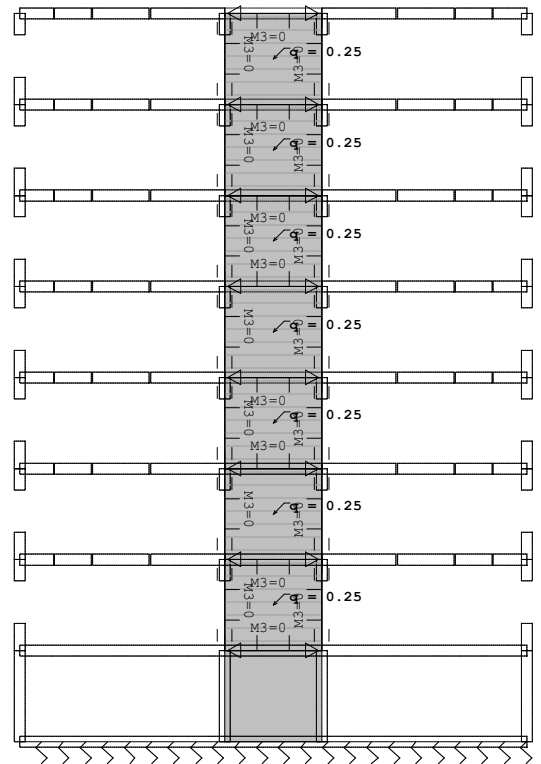
Frame: V_8

Load 5: Wx



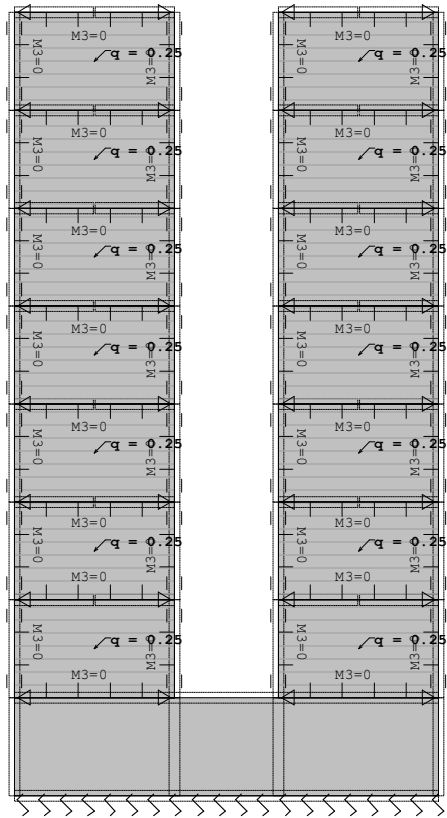
Frame: V_1

Load 5: Wx



Frame: V_9

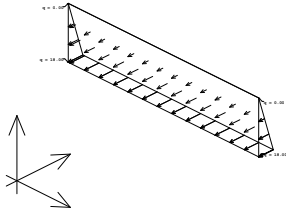
Load 5: Wx



Frame: V_5

Area Load

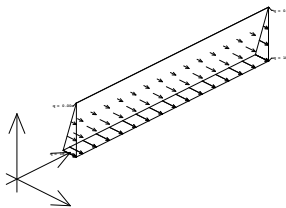
Load 1: g (g)



Wizard - Soil	
Parameter	Value
h[m]	0.00
γ [kN/m ³]	18.00
ϕ [°]	30.00
Active earth pressure	

Area Load

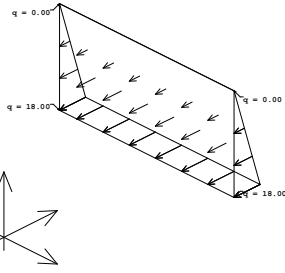
Load 1: g (g)



Wizard - Soil	
Parameter	Value
h[m]	0.00
γ [kN/m ³]	18.00
ϕ [°]	30.00
Active earth pressure	

Area Load

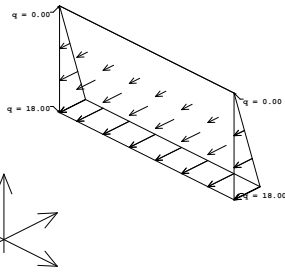
Load 1: g (g)



Wizard - Soil	
Parameter	Value
h[m]	0.00
γ [kN/m ³]	18.00
ϕ [°]	30.00
Active earth pressure	

Area Load

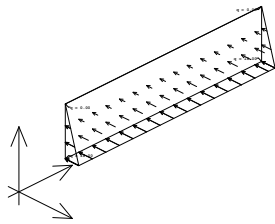
Load 1: g (g)



Wizard - Soil	
Parameter	Value
h[m]	0.00
γ [kN/m ³]	18.00
ϕ [°]	30.00
Active earth pressure	

Area Load

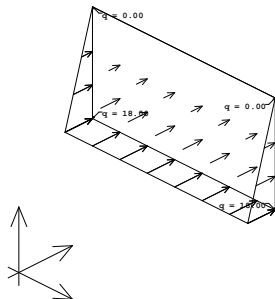
Load 1: g (g)



Wizard - Soil	
Parameter	Value
h[m]	0.00
γ [kN/m ³]	18.00
ϕ [°]	30.00
Active earth pressure	

Area Load

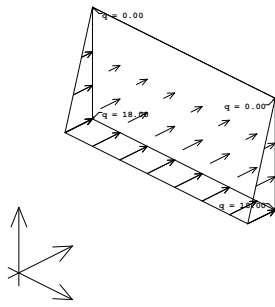
Load 1: g (g)



Wizard - Soil	
Parameter	Value
h[m]	0.00
γ [kN/m ³]	18.00
ϕ [°]	30.00
Active earth pressure	

Area Load

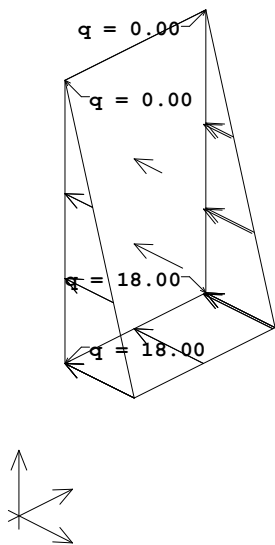
Load 1: g (g)



Wizard - Soil	
Parameter	Value
h[m]	0.00
γ [kN/m ³]	18.00
ϕ [°]	30.00
Active earth pressure	

Area Load

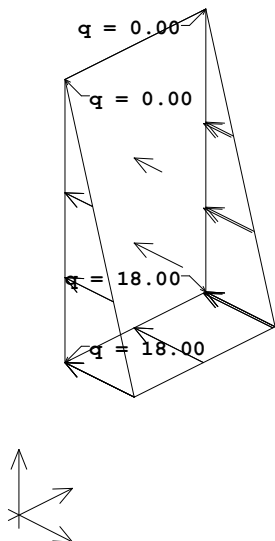
Load 1: g (g)



Wizard - Soil	
Parameter	Value
h[m]	0.00
γ [kN/m ³]	18.00
ϕ [°]	30.00
Active earth pressure	

Area Load

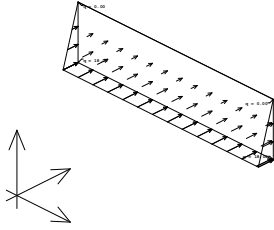
Load 1: g (g)



Wizard - Soil	
Parameter	Value
h[m]	0.00
γ [kN/m ³]	18.00
ϕ [°]	30.00
Active earth pressure	

Area Load

Load 1: g (g)



Wizard - Soil	
Parameter	Value
h[m]	0.00
γ [kN/m ³]	18.00
ϕ [°]	30.00
Active earth pressure	

Seismic analysis

Seismic analysis: EC8 (EN 1998)

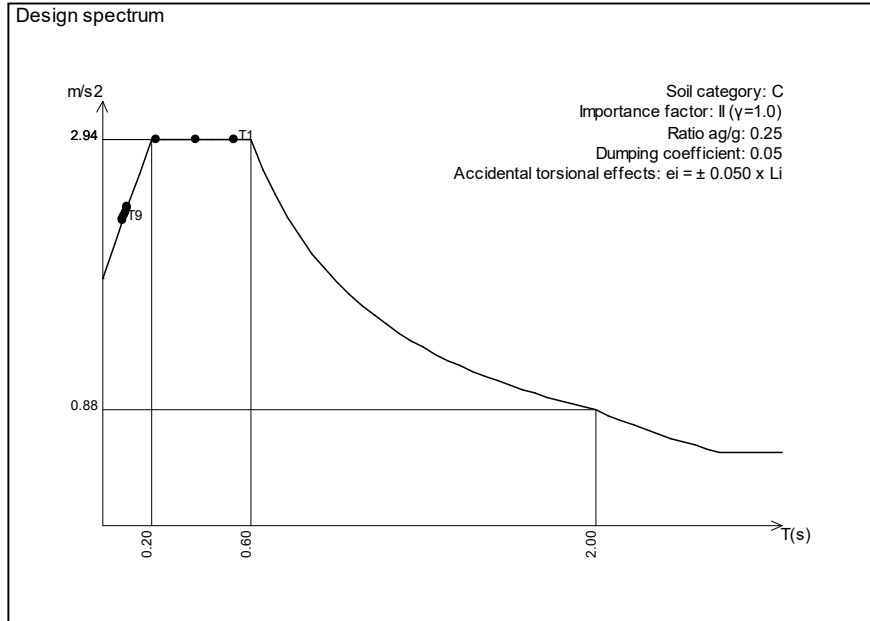
Soil category: C
 Importance factor: II ($\gamma=1.0$)
 Ratio a_g/g : 0.25
 Dumping coefficient: 0.05
 Accidental torsional effects: $e_i = \pm 0.050 \times L_i$

Earthquake directional factors:

Load case	Angle α [°]	k, α	$k, \alpha+90^\circ$	k_z	q
Sx	0	1.000	0.300	0.000	2.400*
Sy	90	1.000	0.300	0.000	2.400*

Type of spectrum

Load case	S	Tb	Tc	Td
Sx	1.150	0.200	0.600	2.000
Sy	1.150	0.200	0.600	2.000



Sx (+e)

Structure is regular by elevation, Frame system, dual system, coupled wall system (Wall-equivalent dual, or coupled wall systems - $\alpha_u/\alpha_1=1.2$), ductility class DC'M':
 $q_0=3\alpha_u/\alpha_1=3.60$
 Wall- or wall-equivalent dual systems: $\alpha_0=1.00$, $k_w=0.67$.
 Behaviour factor: $q=q_0 \cdot k_w=2.40$

Level	Z [m]	Mode 1			Mode 2			Mode 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Kulmi	21.00	-0.01	386.66	-0.02	1238.5	0.02	0.26	-0.00	-0.00	0.00
Kati 6	18.00	-0.02	505.75	0.19	1633.2	0.06	-0.30	0.00	-0.00	0.00
Kati 5	15.00	-0.01	436.94	0.17	1425.4	0.06	-0.15	-0.00	-0.00	0.00
Kati 4	12.00	-0.01	367.53	0.23	1213.9	0.03	-0.40	0.00	-0.00	0.00
Kati 3	9.00	-0.01	297.00	0.17	997.75	0.02	-0.20	-0.00	-0.00	0.00
Kati 2	6.00	-0.00	237.99	0.06	821.47	0.02	-1.04	-0.00	0.00	0.00
Kati 1	3.00	-0.00	163.93	0.18	592.31	0.03	-3.06	0.00	0.00	0.00
Perdhesa	0.00	-0.00	108.47	0.32	435.87	0.02	-6.25	0.00	0.01	0.00
Themeli	-3.00	-0.00	48.80	-0.01	311.90	0.01	-1.70	-0.00	0.00	0.00
Σ		-0.07	2553.1	1.29	8670.2	0.27	-12.84	-0.00	0.01	0.00

Level	Z [m]	Mode 4			Mode 5			Mode 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Kulmi	21.00	0.29	-123.43	0.01	-248.87	-0.70	-1.02	-140.57	-0.25	0.44
Kati 6	18.00	0.28	-118.44	-0.15	-247.62	-1.31	-0.83	-140.72	0.37	1.29
Kati 5	15.00	0.12	-43.10	-0.13	-105.00	-0.88	-0.72	-63.49	0.51	1.21
Kati 4	12.00	-0.06	32.35	-0.18	43.38	0.21	-0.55	12.82	0.07	1.24
Kati 3	9.00	-0.23	102.27	-0.13	184.35	0.80	-0.71	84.86	-0.01	1.10
Kati 2	6.00	-0.40	170.07	-0.06	324.24	1.78	-0.65	152.96	-0.47	1.13
Kati 1	3.00	-0.48	213.04	-0.13	410.65	2.13	0.40	216.64	-0.48	1.55
Perdhesa	0.00	-0.64	283.62	-0.21	563.00	3.05	1.64	311.88	-0.85	2.41
Themeli	-3.00	-1.00	454.74	0.01	904.66	5.00	0.34	546.13	-1.43	0.73
Σ		-2.13	971.13	-0.97	1828.8	10.08	-2.10	980.52	-2.54	11.10

Level	Z [m]	Mode 7			Mode 8			Mode 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Kulmi	21.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.07	-0.22	-0.01	-0.00	-0.00
Kati 6	18.00	-0.00	0.00	0.00	-0.03	-0.02	-0.29	-0.00	-0.01	-0.01
Kati 5	15.00	0.00	0.00	0.00	-0.03	-0.03	-0.29	0.01	-0.00	-0.01
Kati 4	12.00	0.00	-0.00	0.00	-0.02	-0.05	-0.27	0.01	0.00	-0.01
Kati 3	9.00	0.00	-0.00	0.00	-0.02	-0.02	-0.26	0.00	0.01	-0.01
Kati 2	6.00	0.00	-0.00	0.00	-0.02	-0.00	-0.18	0.00	0.01	-0.00
Kati 1	3.00	0.00	-0.00	0.00	0.06	0.02	-0.19	0.00	0.01	-0.00
Perdhesa	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.17	0.06	-0.14	-0.00	0.00	-0.00
Themeli	-3.00	0.01	-0.01	0.00	0.29	0.09	-0.04	0.00	0.03	-0.00
Σ		0.01	-0.01	0.01	0.41	0.12	-1.89	0.01	0.04	-0.04

Sx (-e)

Structure is regular by elevation, Frame system, dual system, coupled wall system (Wall-equivalent dual, or coupled wall systems - $\alpha u/\alpha 1=1.2$), ductility class DC'M':

$q_0=3\alpha u/\alpha 1=3.60$

Wall- or wall-equivalent dual systems: $\alpha_0=1.00$, $k_w=0.67$.

Behaviour factor: $q=q_0 \cdot k_w=2.40$

Level	Z [m]	Mode 1			Mode 2			Mode 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Kulmi	21.00	-0.01	386.66	-0.02	1238.5	0.02	0.26	-0.00	-0.00	0.00
Kati 6	18.00	-0.02	505.75	0.19	1633.2	0.06	-0.30	0.00	-0.00	0.00
Kati 5	15.00	-0.01	436.94	0.17	1425.4	0.06	-0.15	-0.00	-0.00	0.00
Kati 4	12.00	-0.01	367.53	0.23	1213.9	0.03	-0.40	0.00	-0.00	0.00
Kati 3	9.00	-0.01	297.00	0.17	997.75	0.02	-0.20	-0.00	-0.00	0.00
Kati 2	6.00	-0.00	237.99	0.06	821.47	0.02	-1.04	-0.00	0.00	0.00
Kati1	3.00	-0.00	163.93	0.18	592.31	0.03	-3.06	0.00	0.00	0.00
Perdhesa	0.00	-0.00	108.47	0.32	435.87	0.02	-6.25	0.00	0.01	0.00
Themeli	-3.00	-0.00	48.80	-0.01	311.90	0.01	-1.70	-0.00	0.00	0.00
Σ		-0.07	2553.1	1.29	8670.2	0.27	-12.84	-0.00	0.01	0.00

Level	Z [m]	Mode 4			Mode 5			Mode 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Kulmi	21.00	0.29	-123.43	0.01	-248.87	-0.70	-1.02	-140.57	-0.25	0.44
Kati 6	18.00	0.28	-118.44	-0.15	-247.62	-1.31	-0.83	-140.72	0.37	1.29
Kati 5	15.00	0.12	-43.10	-0.13	-105.00	-0.88	-0.72	-63.49	0.51	1.21
Kati 4	12.00	-0.06	32.35	-0.18	43.38	0.21	-0.55	12.82	0.07	1.24
Kati 3	9.00	-0.23	102.27	-0.13	184.35	0.80	-0.71	84.86	-0.01	1.10
Kati 2	6.00	-0.40	170.07	-0.06	324.24	1.78	-0.65	152.96	-0.47	1.13
Kati1	3.00	-0.48	213.04	-0.13	410.65	2.13	0.40	216.64	-0.48	1.55
Perdhesa	0.00	-0.64	283.62	-0.21	563.00	3.05	1.64	311.88	-0.85	2.41
Themeli	-3.00	-1.00	454.74	0.01	904.66	5.00	0.34	546.13	-1.43	0.73
Σ		-2.13	971.13	-0.97	1828.8	10.08	-2.10	980.52	-2.54	11.10

Level	Z [m]	Mode 7			Mode 8			Mode 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Kulmi	21.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.07	-0.22	-0.01	-0.00	-0.00
Kati 6	18.00	-0.00	0.00	0.00	-0.03	-0.02	-0.29	-0.00	-0.01	-0.01
Kati 5	15.00	0.00	0.00	0.00	-0.03	-0.03	-0.29	0.01	-0.00	-0.01
Kati 4	12.00	0.00	-0.00	0.00	-0.02	-0.05	-0.27	0.01	0.00	-0.01
Kati 3	9.00	0.00	-0.00	0.00	-0.02	-0.02	-0.26	0.00	0.01	-0.01
Kati 2	6.00	0.00	-0.00	0.00	-0.02	-0.00	-0.18	0.00	0.01	-0.00
Kati1	3.00	0.00	-0.00	0.00	0.06	0.02	-0.19	0.00	0.01	-0.00
Perdhesa	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.17	0.06	-0.14	-0.00	0.00	-0.00
Themeli	-3.00	0.01	-0.01	0.00	0.29	0.09	-0.04	0.00	0.03	-0.00
Σ		0.01	-0.01	0.01	0.41	0.12	-1.89	0.01	0.04	-0.04

Sy (+e)

Structure is regular by elevation, Frame system, dual system, coupled wall system (Wall-equivalent dual, or coupled wall systems - $\alpha u/\alpha 1=1.2$), ductility class DC'M':

$q_0=3\alpha u/\alpha 1=3.60$

Wall- or wall-equivalent dual systems: $\alpha_0=1.00$, $k_w=0.67$.

Behaviour factor: $q=q_0 \cdot k_w=2.40$

Level	Z [m]	Mode 1			Mode 2			Mode 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Kulmi	21.00	-0.05	1289.0	-0.08	-371.52	-0.01	-0.08	-0.00	-0.00	0.00
Kati 6	18.00	-0.05	1686.0	0.65	-489.90	-0.02	0.09	0.00	-0.00	0.00
Kati 5	15.00	-0.05	1456.6	0.58	-427.56	-0.02	0.05	-0.00	-0.00	0.00
Kati 4	12.00	-0.04	1225.2	0.78	-364.11	-0.01	0.12	0.00	-0.00	0.00
Kati 3	9.00	-0.03	990.09	0.56	-299.29	-0.01	0.06	-0.00	-0.00	0.00
Kati 2	6.00	-0.01	793.37	0.19	-246.41	-0.01	0.31	-0.00	0.00	0.00
Kati1	3.00	-0.01	546.50	0.59	-177.67	-0.01	0.92	0.00	0.01	0.00
Perdhesa	0.00	-0.00	361.60	1.06	-130.75	-0.01	1.87	0.00	0.02	0.00
Themeli	-3.00	-0.00	162.67	-0.02	-93.56	-0.00	0.51	-0.00	0.01	0.00
Σ		-0.24	8511.1	4.31	-2600.77	-0.08	3.85	-0.00	0.04	0.00

Level	Z [m]	Mode 4			Mode 5			Mode 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Kulmi	21.00	0.96	-414.73	0.02	73.17	0.21	0.30	42.57	0.07	-0.13
Kati 6	18.00	0.93	-397.95	-0.49	72.80	0.39	0.25	42.61	-0.11	-0.39
Kati 5	15.00	0.40	-144.80	-0.45	30.87	0.26	0.21	19.23	-0.15	-0.37
Kati 4	12.00	-0.19	108.69	-0.60	-12.75	-0.06	0.16	-3.88	-0.02	-0.37
Kati 3	9.00	-0.76	343.63	-0.44	-54.20	-0.24	0.21	-25.70	0.00	-0.33
Kati 2	6.00	-1.35	571.46	-0.20	-95.33	-0.52	0.19	-46.32	0.14	-0.34
Kati1	3.00	-1.62	715.84	-0.44	-120.73	-0.63	-0.12	-65.60	0.15	-0.47
Perdhesa	0.00	-2.16	952.97	-0.69	-165.52	-0.90	-0.48	-94.45	0.26	-0.73
Themeli	-3.00	-3.35	1528.0	0.04	-265.97	-1.47	-0.10	-165.38	0.43	-0.22
Σ		-7.15	3263.1	-3.25	-537.67	-2.96	0.62	-296.92	0.77	-3.36

Level	Z [m]	Mode 7			Mode 8			Mode 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Kulmi	21.00	0.03	-0.01	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.03	-0.01	-0.01
Kati 6	18.00	0.01	-0.01	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.02	-0.01
Kati 5	15.00	-0.01	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.00	-0.01
Kati 4	12.00	-0.01	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	-0.01
Kati 3	9.00	-0.01	0.01	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	-0.01
Kati 2	6.00	-0.01	0.02	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	-0.01
Kati1	3.00	-0.01	0.02	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.01	-0.01
Perdhesa	0.00	-0.01	0.01	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.01	-0.01
Themeli	-3.00	-0.02	0.04	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.01	0.06	-0.00
Σ		-0.04	0.07	-0.03	-0.00	-0.00	0.00	0.01	0.10	-0.08

Sy (-e)

Structure is regular by elevation, Frame system, dual system, coupled wall system (Wall-equivalent dual, or coupled wall systems - $\alpha u/\alpha 1=1.2$), ductility class DC'M':

qo=3au/a1=3.60
 Wall- or wall-equivalent dual systems: ao=1.00, kw=0.67.
 Behaviour factor: q=qo·kw=2.40

Level	Z [m]	Mode 1			Mode 2			Mode 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Kulmi	21.00	-0.05	1289.0	-0.08	-371.52	-0.01	-0.08	-0.00	-0.00	0.00
Kati 6	18.00	-0.05	1686.0	0.65	-489.90	-0.02	0.09	0.00	-0.00	0.00
Kati 5	15.00	-0.05	1456.6	0.58	-427.56	-0.02	0.05	-0.00	-0.00	0.00
Kati 4	12.00	-0.04	1225.2	0.78	-364.11	-0.01	0.12	0.00	-0.00	0.00
Kati 3	9.00	-0.03	990.09	0.56	-299.29	-0.01	0.06	-0.00	-0.00	0.00
Kati 2	6.00	-0.01	793.37	0.19	-246.41	-0.01	0.31	-0.00	0.00	0.00
Kati1	3.00	-0.01	546.50	0.59	-177.67	-0.01	0.92	0.00	0.01	0.00
Perdhesa	0.00	-0.00	361.60	1.06	-130.75	-0.01	1.87	0.00	0.02	0.00
Themeli	-3.00	-0.00	162.67	-0.02	-93.56	-0.00	0.51	-0.00	0.01	0.00
Σ=		-0.24	8511.1	4.31	-2600.77	-0.08	3.85	-0.00	0.04	0.00

Level	Z [m]	Mode 4			Mode 5			Mode 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Kulmi	21.00	0.96	-414.73	0.02	73.17	0.21	0.30	42.57	0.07	-0.13
Kati 6	18.00	0.93	-397.95	-0.49	72.80	0.39	0.25	42.61	-0.11	-0.39
Kati 5	15.00	0.40	-144.80	-0.45	30.87	0.26	0.21	19.23	-0.15	-0.37
Kati 4	12.00	-0.19	108.69	-0.60	-12.75	-0.06	0.16	-3.88	-0.02	-0.37
Kati 3	9.00	-0.76	343.63	-0.44	-54.20	-0.24	0.21	-25.70	0.00	-0.33
Kati 2	6.00	-1.35	571.46	-0.20	-95.33	-0.52	0.19	-46.32	0.14	-0.34
Kati1	3.00	-1.62	715.84	-0.44	-120.73	-0.63	-0.12	-65.60	0.15	-0.47
Perdhesa	0.00	-2.16	952.97	-0.69	-165.52	-0.90	-0.48	-94.45	0.26	-0.73
Themeli	-3.00	-3.35	1528.0	0.04	-265.97	-1.47	-0.10	-165.38	0.43	-0.22
Σ=		-7.15	3263.1	-3.25	-537.67	-2.96	0.62	-296.92	0.77	-3.36

Level	Z [m]	Mode 7			Mode 8			Mode 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Kulmi	21.00	0.03	-0.01	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.03	-0.01	-0.01
Kati 6	18.00	0.01	-0.01	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.02	-0.01
Kati 5	15.00	-0.01	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.00	-0.01
Kati 4	12.00	-0.01	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	-0.01
Kati 3	9.00	-0.01	0.01	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	-0.01
Kati 2	6.00	-0.01	0.02	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	-0.01
Kati1	3.00	-0.01	0.02	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.01	-0.01
Perdhesa	0.00	-0.01	0.01	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.01	-0.01
Themeli	-3.00	-0.02	0.04	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.01	0.06	-0.00
Σ=		-0.04	0.07	-0.03	-0.00	-0.00	0.00	0.01	0.10	-0.08

Distribution factors - relative participation

Mode \ Name	1. Sx (+e)	2. Sx (-e)	3. Sy (+e)	4. Sy (-e)
1	0.061	0.061	0.665	0.665
2	0.692	0.692	0.061	0.061
3	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.023	0.023	0.255	0.255
5	0.146	0.146	0.012	0.012
6	0.078	0.078	0.007	0.007
7	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000

Distribution factors - mass involvement

Mode	U [α=0°]	U [α=90°]
1	0.00	66.80
2	71.20	0.00
3	0.00	0.00
4	0.00	32.21
5	17.62	0.00
6	10.63	0.00
7	0.00	0.00
8	0.00	0.00
9	0.00	0.00
ΣU (%)	99.47	99.02

Structural analysis

Forces in Slabs - Extreme Values - Load: 1-17

Mark	LC	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]
3915	11	[216.08]	-43.909
146	17	[-215.03]	-225.53
17565	12	[214.97]	-42.826
3915	13	[214.96]	-43.695
3542	11	[214.62]	-50.062
3542	13	[213.51]	-49.827
17565	11	[212.48]	-42.250
146	15	[-212.38]	-223.17
3915	12	[211.39]	-42.594
17565	13	[211.37]	-42.044

35273	15	-189.88	[-246.14]
251	17	-205.48	[-245.03]
35273	17	-187.88	[-244.43]
37360	15	-211.17	[-244.05]
251	15	-202.99	[-243.05]
37360	17	-208.75	[-241.88]
4038	15	-200.52	[-239.73]
16907	17	-185.46	[-238.02]
4038	17	-198.11	[-237.78]
16907	15	-183.44	[-236.29]

Deformation in Slabs (LCS) - Extreme Values - Load: 1-17

Mark	LC	u3 [mm]
62809	13	[-19.573]
70206	12	[-19.554]
62809	11	[-19.535]
58088	13	[-19.531]
70206	13	[-19.524]

68136	12	[-19.511]
58088	11	[-19.497]
70206	11	[-19.489]
68136	13	[-19.482]
52306	13	[-19.461]

Deformation of Slabs (Global) - Extreme Values - Load: 1-17

Mark	LC	Zd [mm]
62809	13	[-19.573]
70206	12	[-19.554]
62809	11	[-19.535]
58088	13	[-19.531]
70206	13	[-19.524]

68136	12	[-19.511]
58088	11	[-19.497]
70206	11	[-19.489]
68136	13	[-19.482]
52306	13	[-19.461]

Forces in beams - Extreme Values - Load: 1-17

Mark	LC	x [m]	N1 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
(61725 - 58985)	11	0.850	[16.691]	-3.951	0.165	1.758
(56729 - 53378)	11	0.850	[16.616]	-3.990	-0.176	1.692
(61725 - 58985)	13	0.850	[16.484]	-3.629	0.157	1.586
(56729 - 53378)	13	0.850	[16.469]	-3.668	-0.168	1.526
(61725 - 58985)	12	0.850	[16.162]	-3.634	0.154	1.587
(56729 - 53378)	12	0.850	[16.081]	-3.672	-0.164	1.527
(61725 - 58985)	16	0.850	[14.359]	-2.446	0.217	1.219
(56729 - 53378)	16	0.850	[14.277]	-2.492	0.000	1.175
(61725 - 58985)	14	0.850	[13.609]	-2.365	0.317	1.252
(56729 - 53378)	14	0.850	[13.526]	-2.347	0.099	1.213
(22949 - 19317)	12	0.000	0.204	[-7.724]	-0.011	-2.735
(22949 - 19317)	13	0.000	0.183	[-7.653]	-0.013	-2.685
(22949 - 19317)	11	0.000	0.194	[-7.619]	-0.010	-2.662
(29821 - 25796)	12	0.000	0.332	[-7.503]	0.019	-2.610
(29821 - 25796)	11	0.000	0.322	[-7.400]	0.015	-2.538
(29821 - 25796)	13	0.000	0.321	[-7.386]	0.013	-2.530
(16832 - 13756)	12	0.000	0.450	[-7.329]	-0.046	-2.453
(16832 - 13756)	13	0.000	0.396	[-7.260]	-0.044	-2.404
(16832 - 13756)	11	0.000	0.410	[-7.223]	-0.043	-2.380
(22956 - 19328)	12	0.000	0.417	[-7.173]	0.059	-2.359
(56729 - 53378)	16	0.850	13.145	1.263	[0.482]	0.825
(61725 - 58985)	17	0.850	6.227	0.345	[-0.455]	0.311
(56729 - 53378)	17	1.700	6.124	1.814	[-0.444]	-0.735
(61725 - 58985)	16	1.700	13.141	1.292	[0.436]	-0.196
(56729 - 53378)	7	0.850	3.511	0.107	[0.343]	0.088
(43877 - 39856)	9	1.700	5.239	0.578	[0.342]	0.965
(61725 - 58985)	7	0.850	3.457	0.091	[0.341]	0.056
(56729 - 53378)	8	0.850	2.007	0.599	[0.340]	0.019
(56729 - 53378)	11	1.700	15.348	2.770	[-0.335]	-0.799
(36896 - 32799)	9	1.700	4.826	0.677	[0.331]	1.143
(22949 - 19317)	12	0.850	0.204	-6.691	0.027	[3.391]
(22949 - 19317)	13	0.850	0.183	-6.621	0.025	[3.382]
(22949 - 19317)	11	0.850	0.194	-6.586	0.026	[3.375]
(16832 - 13756)	12	0.850	0.450	-6.296	0.062	[3.338]
(29821 - 25796)	12	0.850	0.332	-6.470	-0.039	[3.329]
(16832 - 13756)	13	0.850	0.396	-6.227	0.057	[3.328]
(16832 - 13756)	11	0.850	0.410	-6.190	0.059	[3.321]
(29821 - 25796)	11	0.850	0.322	-6.367	-0.035	[3.313]
(29821 - 25796)	13	0.850	0.321	-6.354	-0.034	[3.310]
(22956 - 19328)	12	0.850	0.417	-6.140	-0.061	[3.299]

Deformation of beams (LCS) - Extreme Values - Load: 1-17

Mark	LC	x [m]	u2 [mm]
(50677 - 46819)	11	0.850	[-10.580]

(56729 - 53378)	11	1.133	-10.578
(61725 - 58985)	11	1.133	-10.577
(56737 - 53386)	11	0.850	-10.575
(56737 - 53386)	13	0.850	-10.541
(43877 - 39856)	11	0.850	-10.539
(61725 - 58985)	13	1.133	-10.538
(50685 - 46827)	11	0.850	-10.534
(50677 - 46819)	13	0.850	-10.518
(50677 - 46819)	12	0.850	-10.512

Deformation of beams (Global) - Extreme Values - Load: 1-17

Mark	LC	x [m]	Zd [mm]
(50677 - 46819)	11	0.850	-10.580
(56729 - 53378)	11	1.133	-10.578
(61725 - 58985)	11	1.133	-10.577
(56737 - 53386)	11	0.850	-10.575
(56737 - 53386)	13	0.850	-10.541
(43877 - 39856)	11	0.850	-10.539
(61725 - 58985)	13	1.133	-10.538
(50685 - 46827)	11	0.850	-10.534
(50677 - 46819)	13	0.850	-10.518
(50677 - 46819)	12	0.850	-10.512

Area Supports Results - Extreme Values - Load: 1-17

Mark	LC	σ_{soil} [kN/m ²]	s.soil [mm]
48029	14	281.37	0.367
3	16	280.11	0.387
48029	16	279.99	0.297
3	14	278.74	0.318
46669	14	278.50	0.290
46669	16	277.30	0.230
6	16	277.21	0.312
6	14	276.02	0.252
45358	14	275.99	0.219
45358	16	274.97	0.168
48029	15	-7.330	-14.069
3	17	-7.734	-14.006
48029	17	-5.948	-14.000
3	15	-6.368	-13.937
46669	15	-5.798	-13.925
46669	17	-4.596	-13.865
6	17	-6.233	-13.860
6	15	-5.045	-13.801
45358	15	-4.387	-13.799
45358	17	-3.369	-13.749

Knots' Deflection: max. |Yd|

Node	LC	Xd [mm]	Yd [mm]	Zd [mm]
------	----	---------	---------	---------

21735	9	4.990	32.587	6.194
21737	9	4.990	32.587	6.194
21736	9	4.990	32.587	6.194
22253	9	4.983	32.587	5.907
22251	9	4.983	32.587	5.907

22252	9	4.983	32.587	5.907
21235	9	4.996	32.586	6.484
21234	9	4.996	32.586	6.484
21233	9	4.996	32.586	6.484
22785	9	4.975	32.586	5.621

Knots' Deflection: max. |Zd|

Node	LC	Xd [mm]	Yd [mm]	Zd [mm]
------	----	---------	---------	---------

62809	13	0.289	-0.253	-19.573
70206	12	0.051	0.747	-19.554
62809	11	0.049	-0.257	-19.535
58088	13	0.260	-0.221	-19.531
70206	13	0.289	0.080	-19.524

68136	12	0.051	0.652	-19.511
58088	11	0.050	-0.224	-19.497
70206	11	0.049	0.085	-19.489
68136	13	0.260	0.075	-19.482
52306	13	0.227	-0.190	-19.461

Knots' Deflection: max. |Xd|

Node	LC	Xd [mm]	Yd [mm]	Zd [mm]
------	----	---------	---------	---------

49429	14	17.206	9.511	-3.936
48886	14	17.205	9.503	-4.058
48329	14	17.205	9.496	-4.172
47771	14	17.205	9.489	-4.274
47251	14	17.205	9.481	-4.363
46684	14	17.205	9.474	-4.434
46133	14	17.204	9.467	-4.486
45590	14	17.204	9.459	-4.516
45048	14	17.204	9.451	-4.523
44494	14	17.204	9.443	-4.509

9. Konkluzione

Nga hulumtimet dhe kerkimet gjate pergatitjes se ketij punimi si dhe analizes se shembullit te objektit banes b+p+6k nga elementet e parapergatitura (sistemi mure dhe pllaka) munde te perfundojm se betoni i parapergatitur ne fushen e ndertimit ka avantazhe te shumta qe jane:

- Cilësia dhe kujdesi në përgatitje: Pra betoni i parapërgatitur ka nje cilësi dhe klase me te larte pasi si proces eshte me leht i monitoruar. Gjatë përgatitjes se elementeve te betonit te parapërgatitura eshte edhe nje saktësi me e madhe ne aspektin gjeometrik te elementeve te struktures ne krahasim me elementet te betonet monolite (të përgatitura ne punishte).
- Planifikim dhe menaxhim i kohes se ndertimit: Me perdorimin e elementeve te parapërgatitura prej betoni te armuar do të kemi planifikim më të lehtë në menaxhimin e punëve dhe zvoglim të kohes së ndertimit.
- Mbrojtëja e mjedisit: Betoni i parapërgatitur ne fabrikë është një perparsi e madhe edhe për mjedisin pasi kontrolli i mbeturinave gjate betonimit ne punishte eshte shume i vështir, deri sa per elementet e parapërgatitura kemi një kontrolle më te madhe të mbeturinave.
- Aspekti inxhinierik dhe arkitektonik: Betoni i parapërgatitur po ashtu edhe në aspektin inxhinierik arrihen rezultate te deshiruara pasi kemi nje klase te larte te betonit, deri sa pjese me sfiduese ne aspektin inxhinierik deri me tani jane trajtimet e nyjeve lidhese nga veprimet sizmike. Ne aspektin arkitektonik jane fleksibile dhe munde te ju pergjigjen kerkesave te tipit mbulim i hapsirave te medha pa ndërprerje.

10. Rekomandimet

Ne varsi te llojit dhe destinimit te objektit rrjedhin edhe rekomandimet perkatese, por disa nga rekomandimet bazike dhe kryesore per nje objekt me elemente te parapergatitura prej betonit jane:

- Konsultimi me inxhinierin e Ndertimtaris: Gjatë planifikimit të ndertimit të një objekti me elemente të betonit te parapergatitura se pari duhet te kerkohet nje analize inxhinierik ne konform me kerkesat dhe destinimin qe eshte planifikuar te ndertohet objekti.
- Te rrespektohen te gjitha rregullat dhe specifikacionet: Pra gjate prodhimit te elementeve te betonit te armuar ne fabrik, duhet te ju referohemi rregullave te parapara ne Eurocode dhe specifikat te paraqitura ne projektin dhe analizen e objektit.
- Të kontrollohet klasa e betonit: Para se elementet e betonit të parapergatitur te transportohen ne punishte, të kontrollohen klasa e betonit t soliditeti ne shtypje dhe terheqje sipas specifikave të projektimit.
- Planifikimi i transportit: Të planifikohet dhe analizohet mënyra e transportimit si dhe montimi i elementeve te betonit duke i rrespektuar pikat e varjes te vendosura ne elementet e betonit
- Montimi i saktë: Përpquni që montimi i elementeve të betonit të parapergatitur të bëhet me saktësi dhe sipas planit të projektit dhe udhezimet e furnizuesit.

LITERATURA

Titulli

Precast Concrete Structures-Butterworth-Heinemann (2002)

Colin Jolly – Multi-Storey Precast Concrete Framed Structures-Wiley-Blackwell (2013)

Precast Concrete Structures, Second Edition-CRC Press (2016)

Precast Concrete Structures (2011)

Seismic design of precast concrete building structures. 27-FIB

Rregulloret_DIN_EN_1998-1

Autori

Kim Elliott

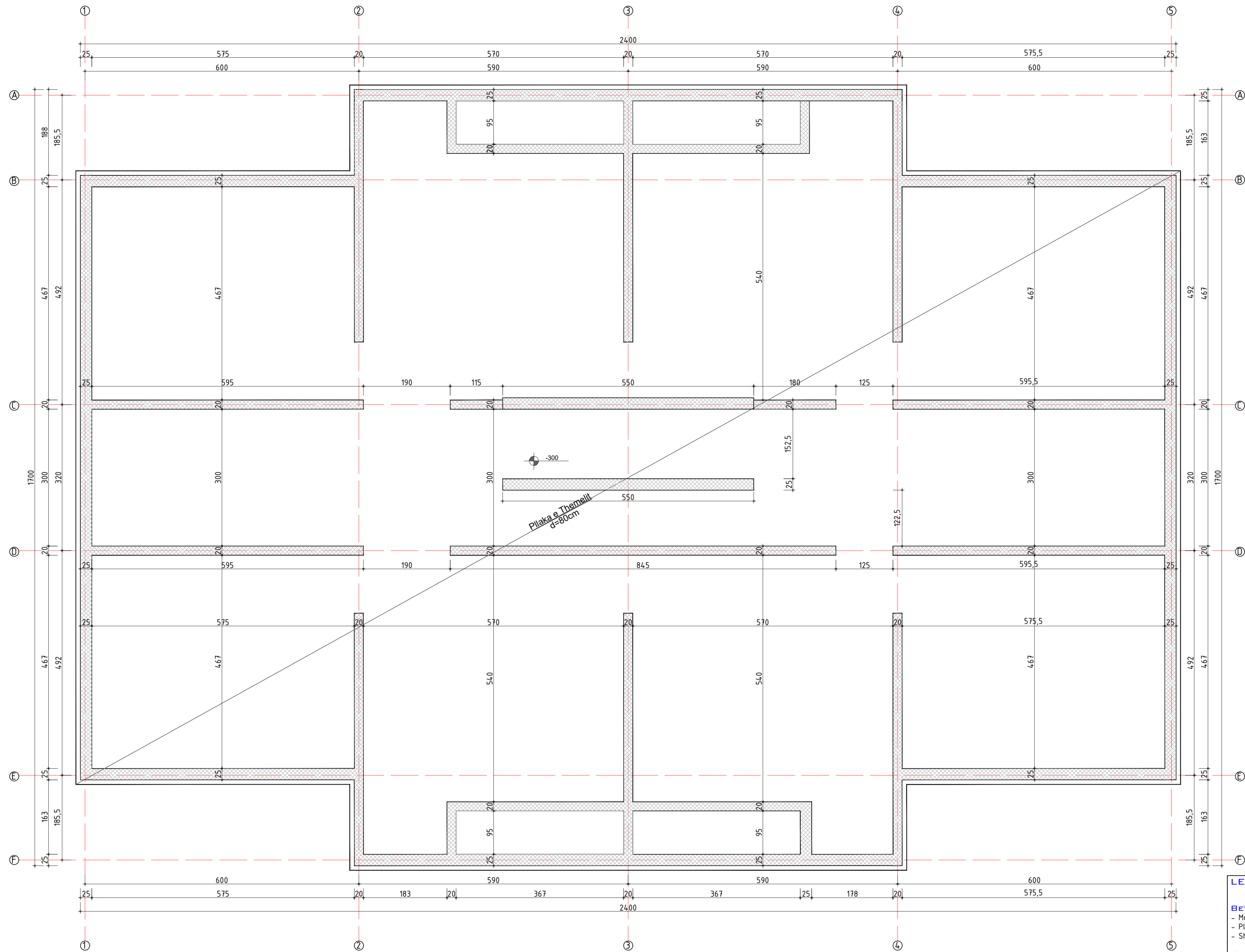
Kim S. Elliott

Kim S. Elliott

Hubert Bachmann, Alfred Steinle(auth.)

The International Federation for Structural Concrete (fib - fédération internationale du béton) (2003)

Shtojcë:Planet e Kallëpimit dhe Armimit



LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHTRESA MBROJTESE

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITEKTURËS
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

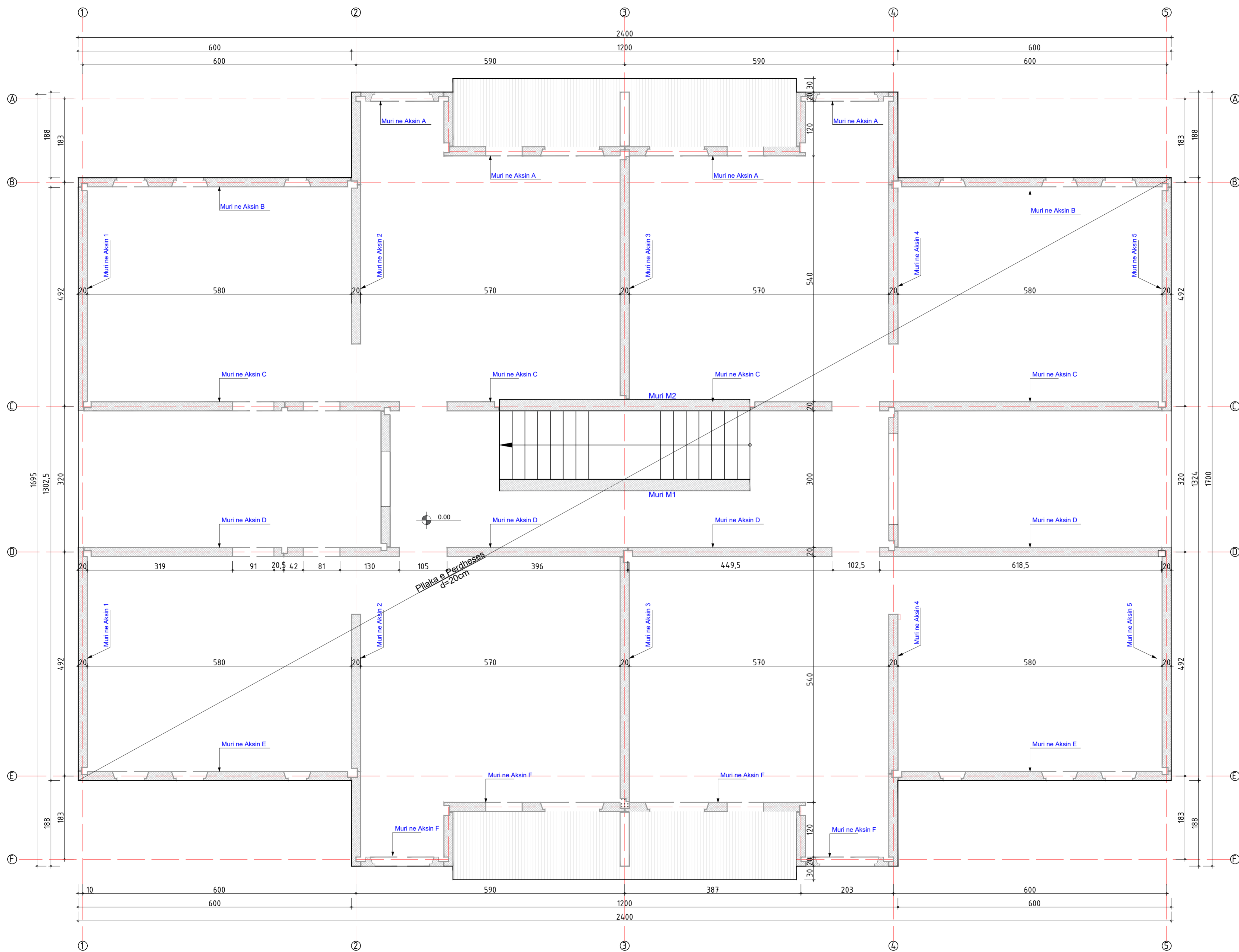
PUNIM DIPLOME:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E PUNIMIT: POZICIONIMI I PLLAKES SE BODRUMIT
PLANET E KALLPIMIT

MENTOR:
PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

KANDIDATI:
B. SC. YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT: NUMRI I FLETES
P: 1/50 I



LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHTRESA MBROJTËSE

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITEKTURËS
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

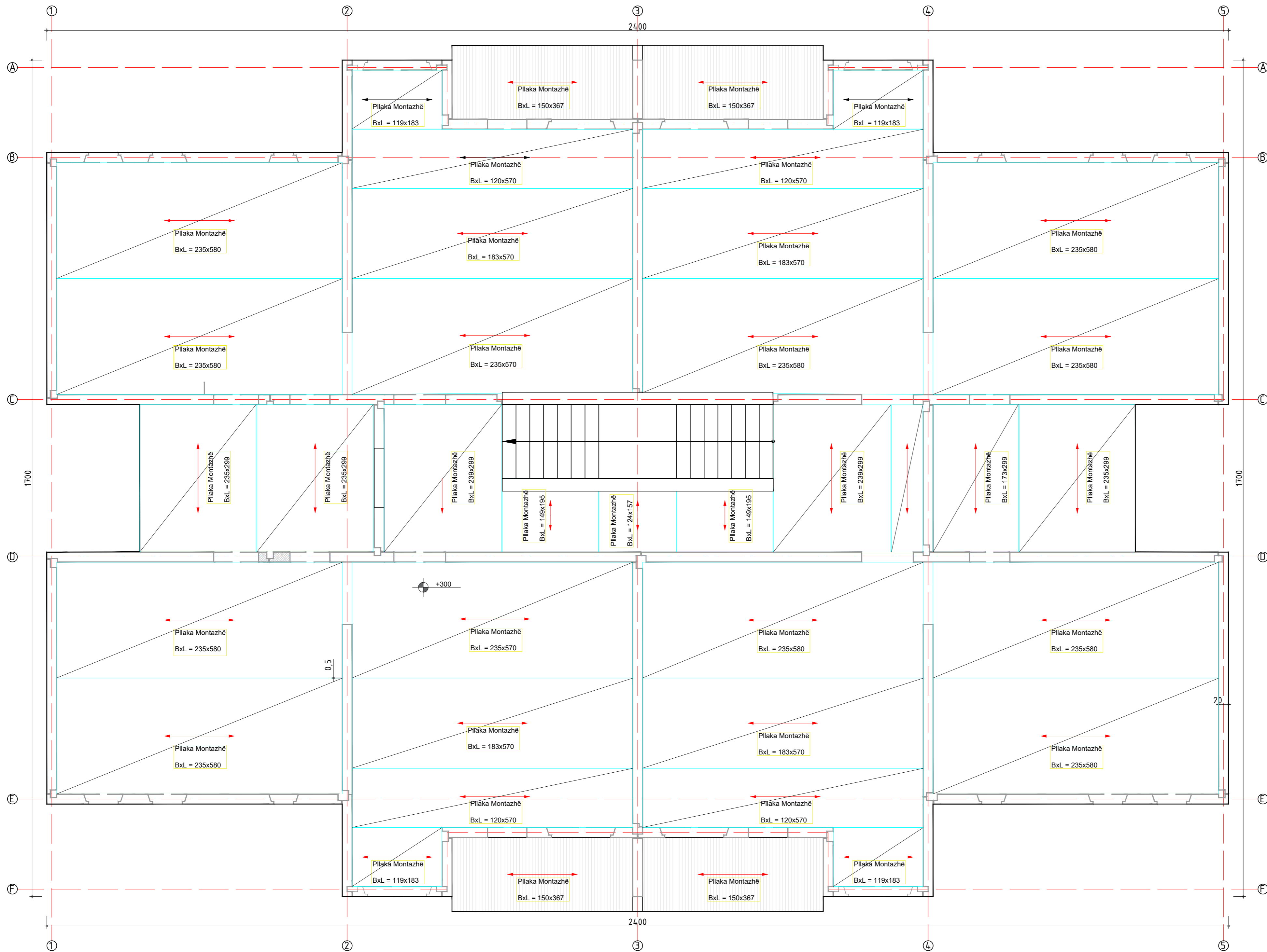
PUNIM DIPLOMË:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E PUNIMIT: POZICIONIMI I PLLAKES SE PERDHESES DHE
PLANET E KALLEPIMIT MURET E PARAPERGATITURA BA

MENTOR:
PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

KANDIDATI:
B. SC YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT: NUMRI I FLETES
P : 1/50 2



LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHTRESA MBROJTESE

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITECTURËS

DEPARTAMENTI I NDERTIMTRIAISË

PUNIM DIPLOME:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

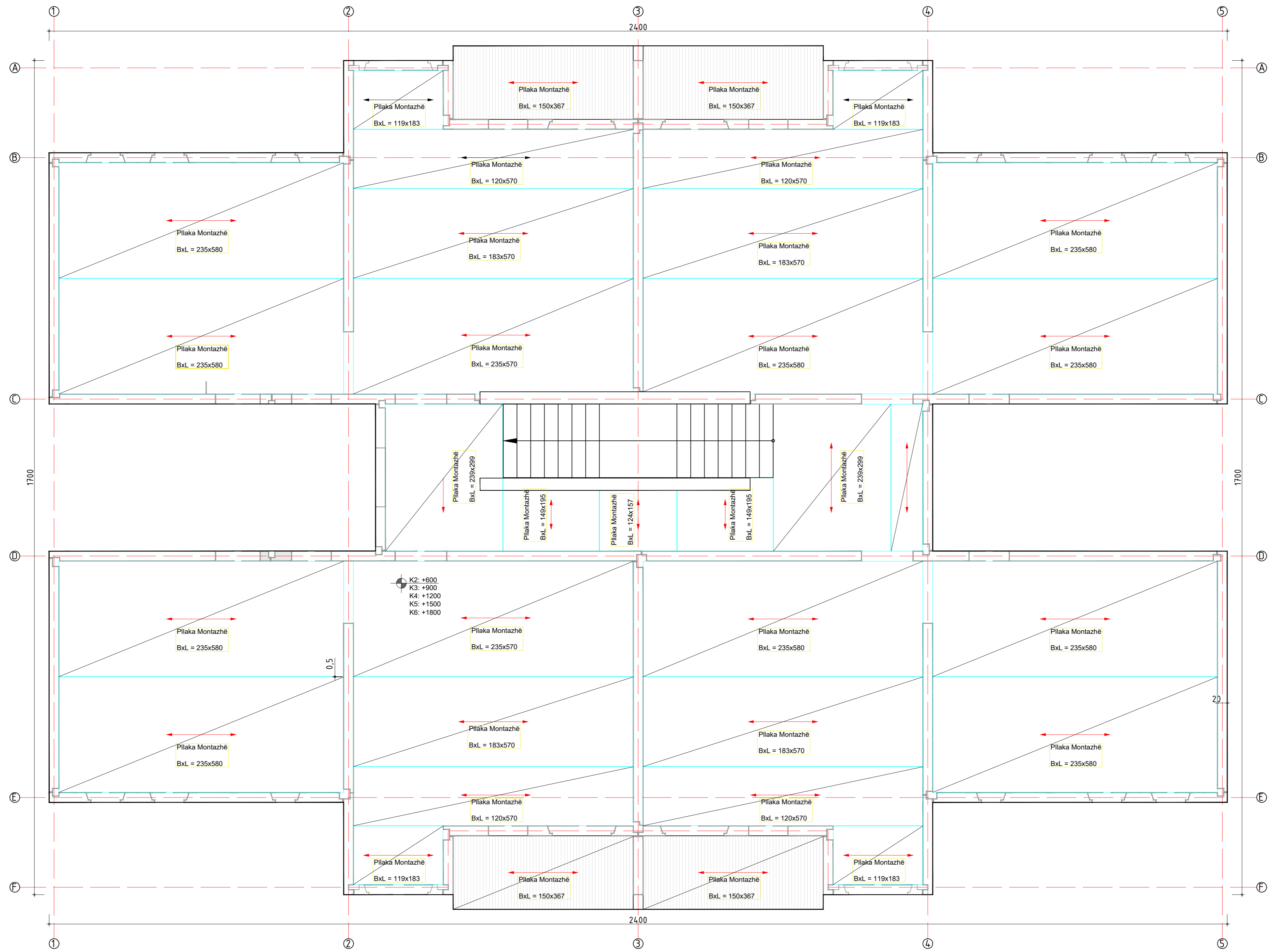
FAZA E PËNIMIT: POZICIONIMI I PLLAKAVE TE
PLANET E KALLEPIMIT PARAPERGATITURA BA - KATI I

MENTOR:
PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

KANDIDATI:
B.SC. YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT
P : 1/50

NUMRI I FLETES
3



LEGJENDA

BETONI:
 - Muret - C35/45
 - Pllakat - C35/45
 - Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHTRESA MBROJTESE
 - Themele - Co=5cm
 - Mure dhe Pllaka Co=3cm

 FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE ARKITEKTURËS
 DEPARTAMENTI I NDERTIMTRIAISË

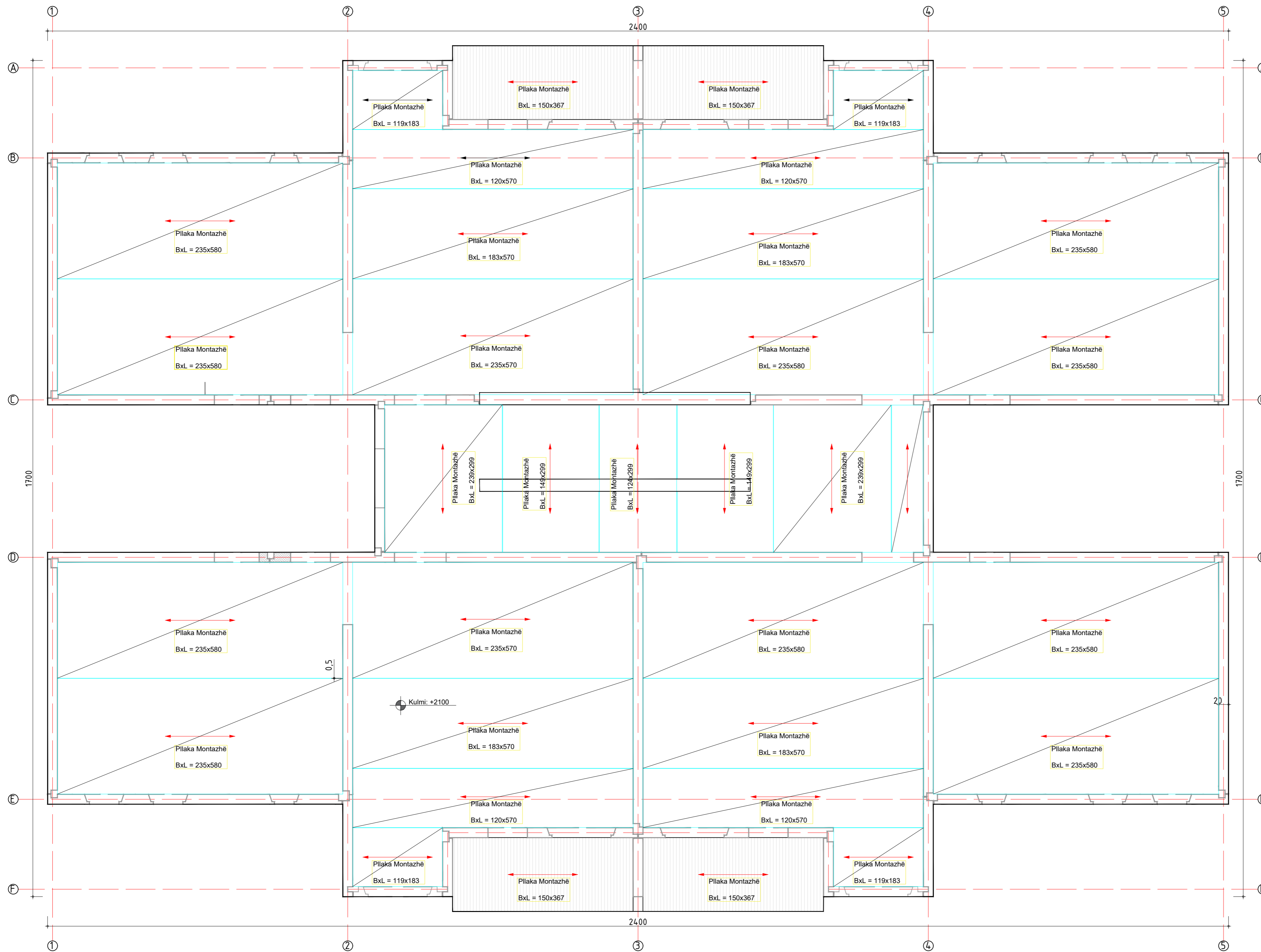
PUNIM DIPLOME:
 DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E P�UNIMIT: POZICIONIMI I PLLAKAVE TE PARAPERGATITURA BA - KATI 2-6

MENTOR:
 PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

KANDIDATI:
 B. SC. YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT: NUMRI I FLETES
 P : 1/50 4



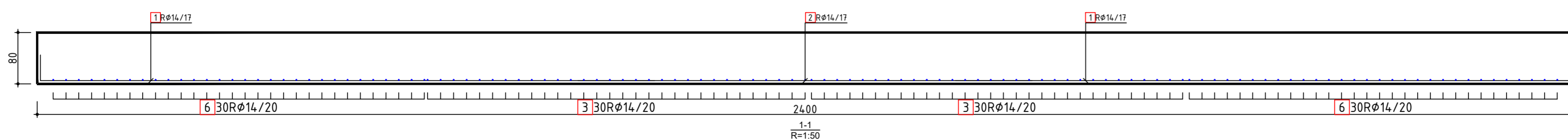
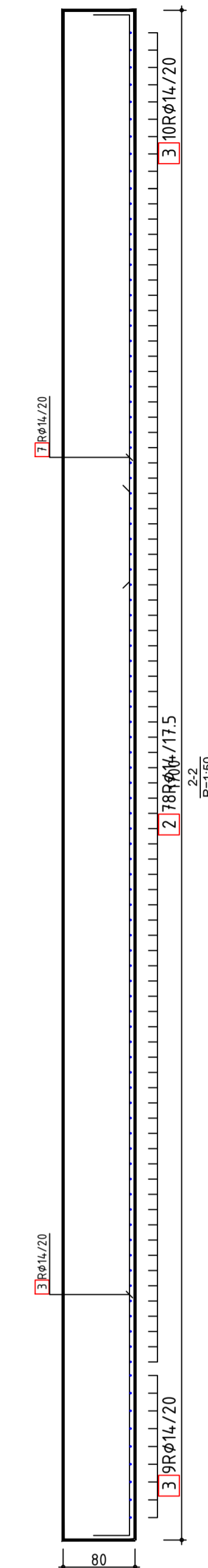
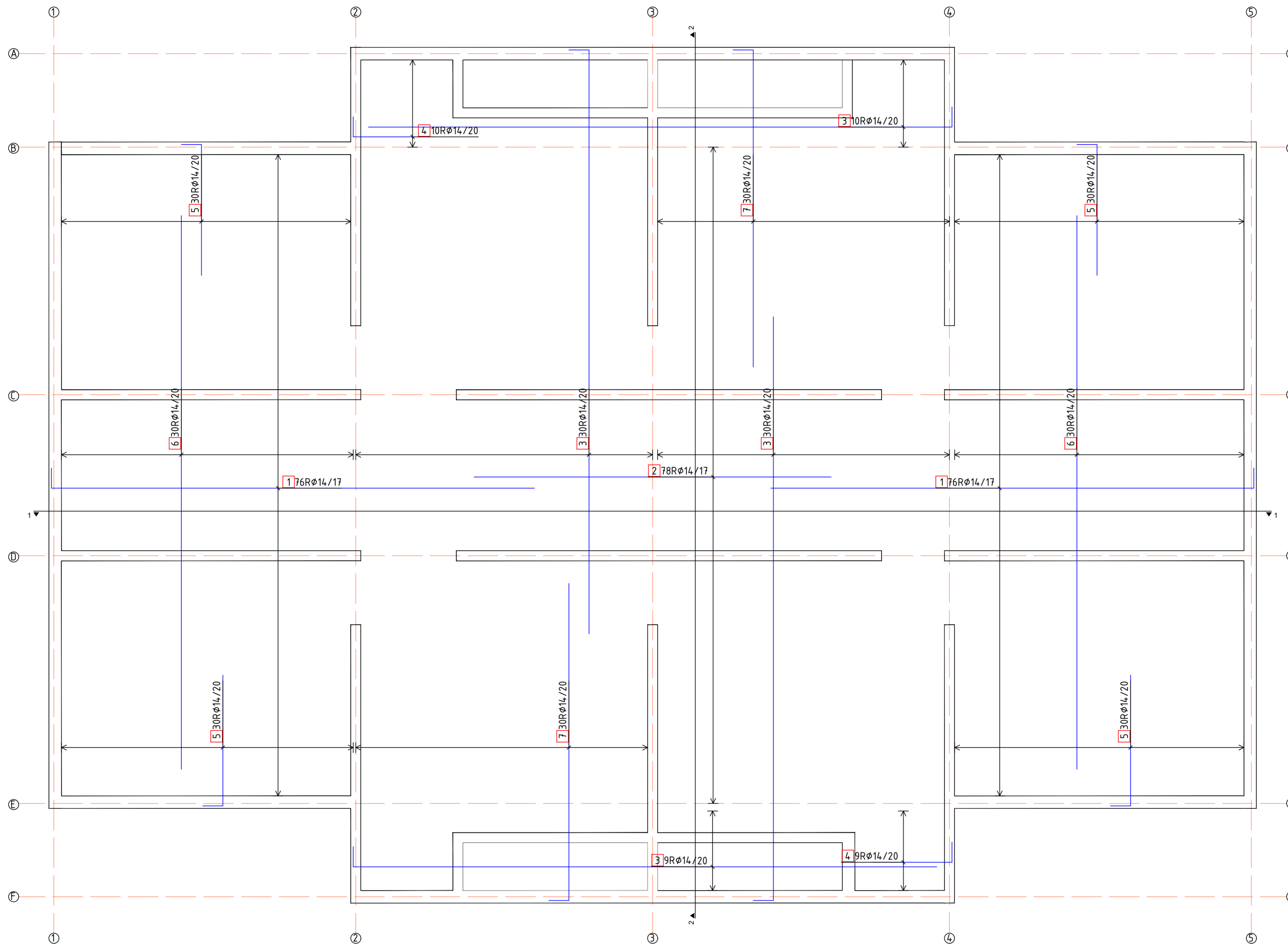
LEGJENDA

- BETONI:**
 - Muret - C35/45
 - Pllakat - C35/45
 - Shkallët - C35/45
- ARMATURA:** B500B (fyk=500 MPa)

- SHTRESA MBROJTESE**
 - Themele - Co=5cm
 - Mure dhe Pllaka Co=3cm

	FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE ARKITEKTURËS
	DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

PUNIM DIPLOME: DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR	
FAZA E PUNIMIT: PLANET E KALLEPIMIT	POZICIONIMI I PLLAKAVE TE PARAPERGATITURA BA - KULMI
MENTOR: PROF. ASS. DR. KADRI MORINA	
KANDIDATI: B.SC. YLBER KRASNIQI	
PERPJESA E VIZATIMIT P : 1/50	NUMRI I FLETES 5



LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHTRESA MBRQJTESË

- Themelet - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITEKTURËS
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

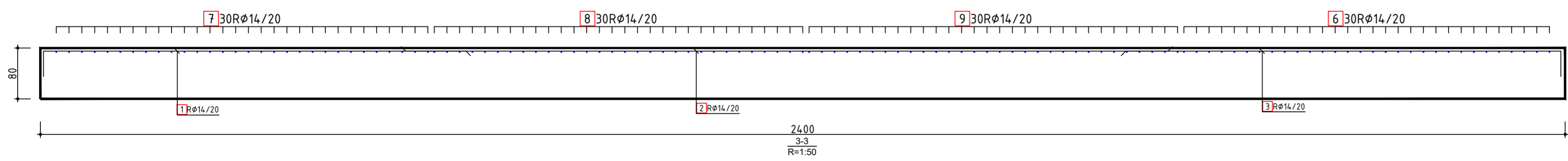
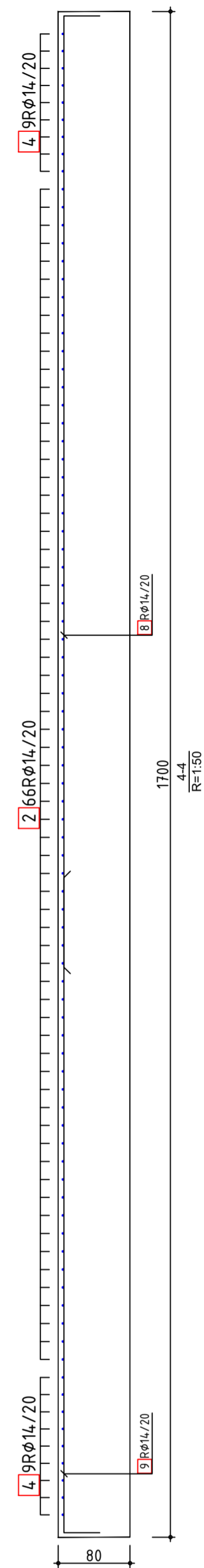
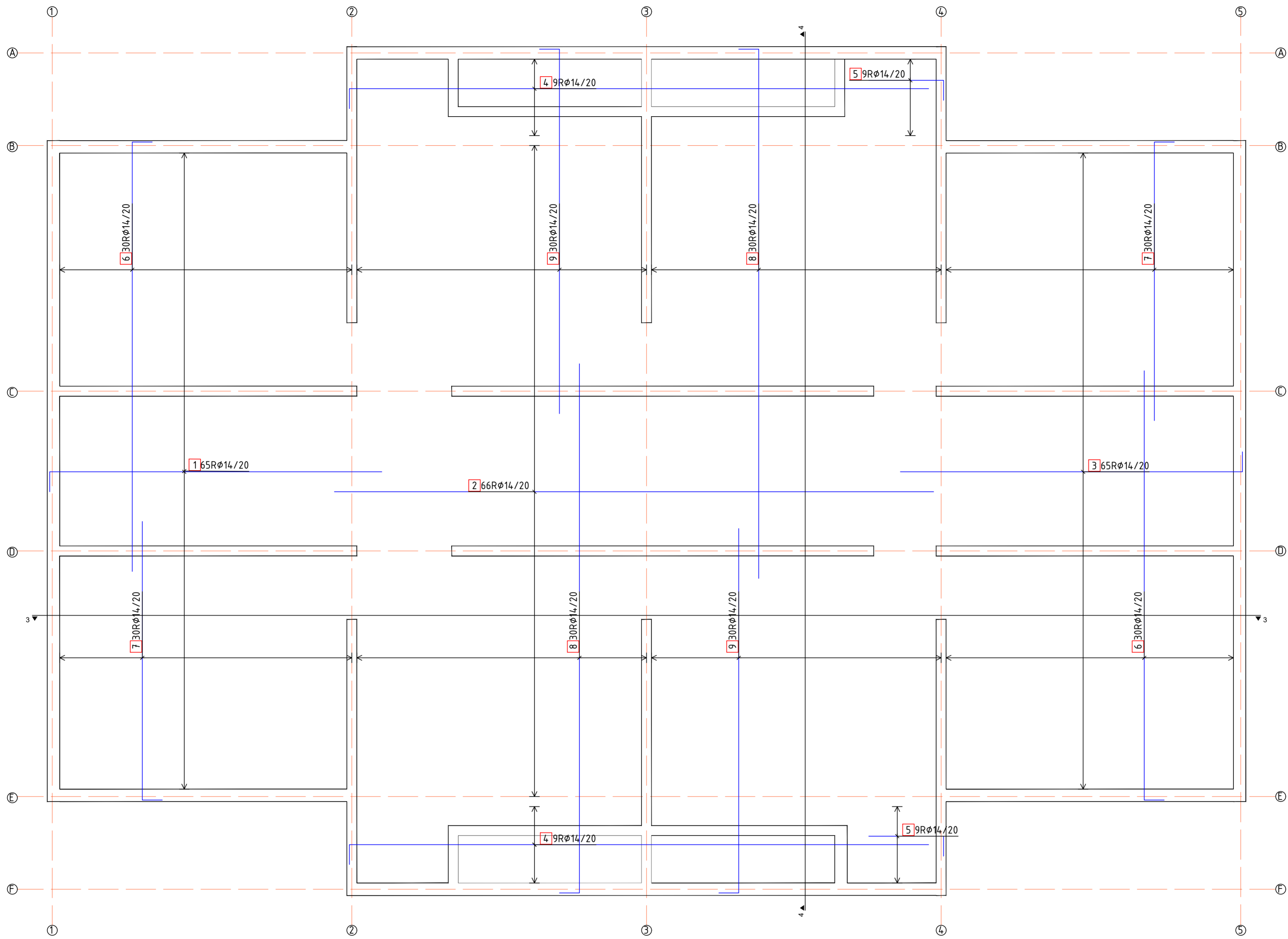
PUNIM DIPLOMË:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E PUNIMIT:
PLANET E ARMIMIT ARMIMI I PLLAKES SE THEMELIT [ZP]

MENTOR:
PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

KANDIDATI:
B.SC. YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT NUMRI I FLETES
P : 1/50 6



LEGBJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHTRESA MËRQJTESË

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITEKTURËS
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

PUNIM DIPLOMË:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

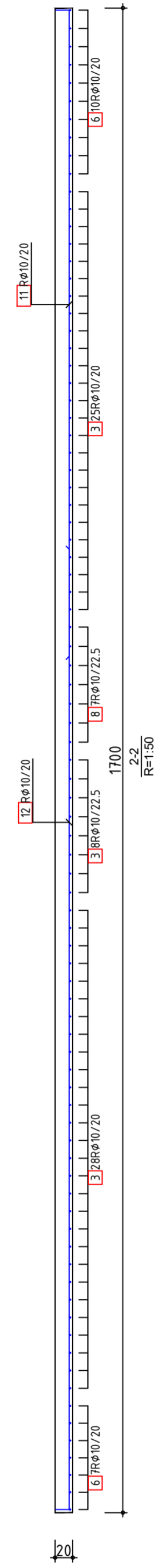
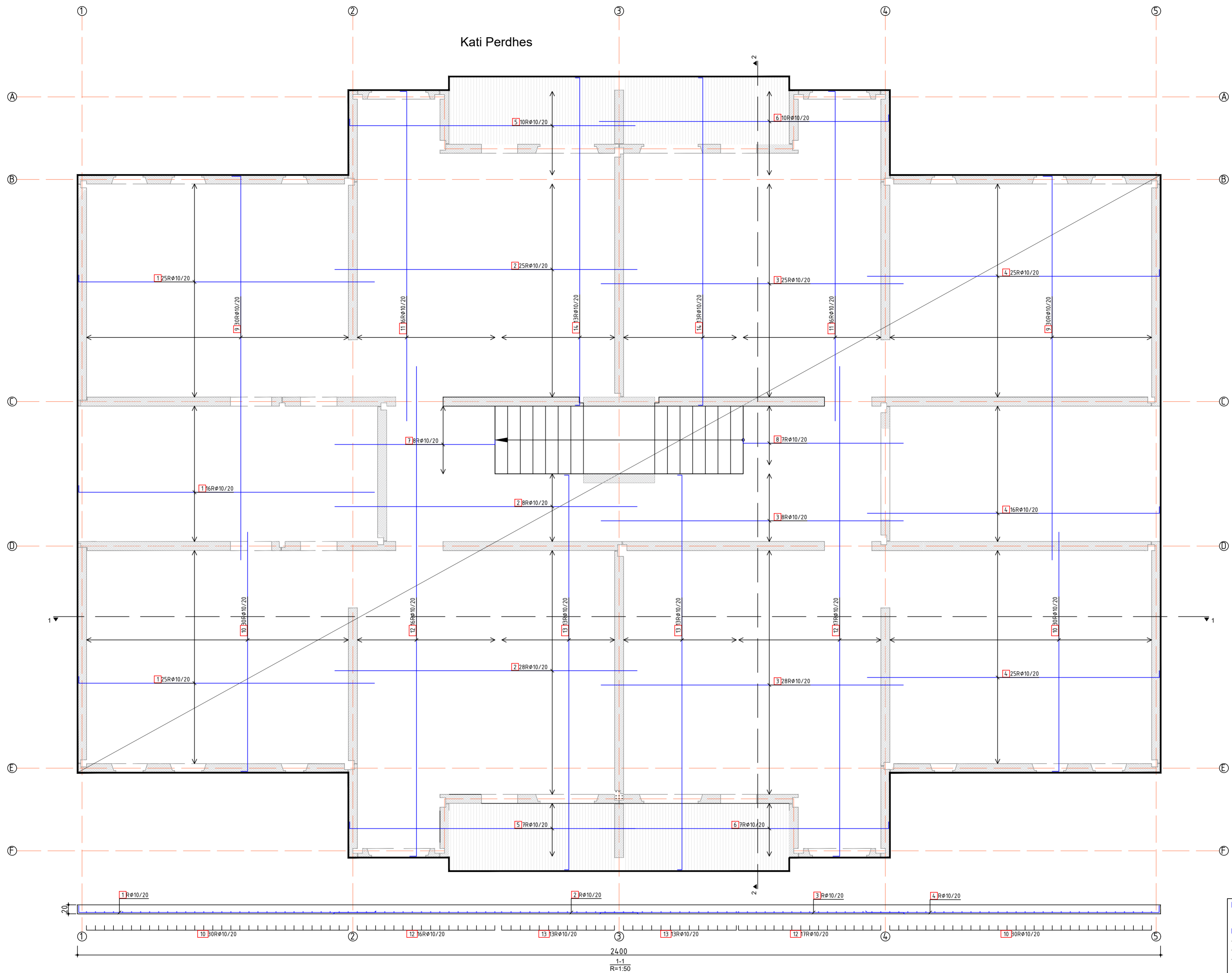
FAZA E PUNIMIT:
PLANET E ARMIMIT ARMIMI I PLLAKES SE THEMELIT [ZL]

MENTOR:
PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

KANDIDATI:
B.SC YLBER KRASNIGI

PERPJESA E VIZATIMIT NUMRI I FLETES
P : 1/50 7

Kati Perdhës



LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHTRESA MBRQJTESE

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITEKTURËS
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

PUNIM DIPLOME:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E PUNIMIT:
PLANET E ARMIMIT ARMIMI I PLLAKES SE PERDHESES [ZL]

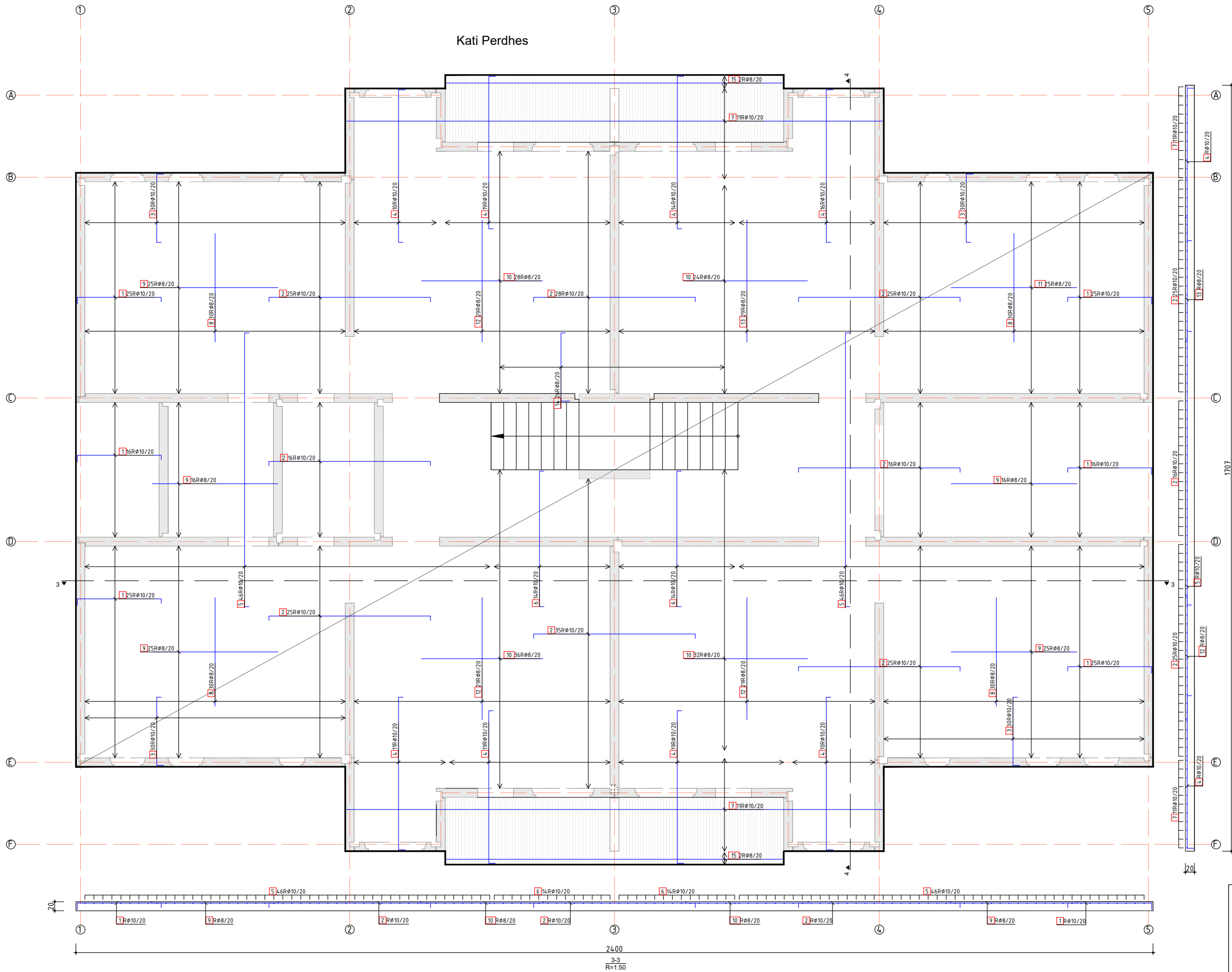
MENTOR:
PROF.ASS.DR KADRI MORINA

KANDIDATI:
B.SC YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT
P : 1/50

NUMRI I FLETES
8

Kati Perdhës



LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHTRESA MËRQJTESE

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITEKTURËS
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

PUNIM DIPLOMË:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E PUNIMIT:
PLANET E ARMIMIT ARMIMI I PLLAKES SE PERDHESES [ZL]

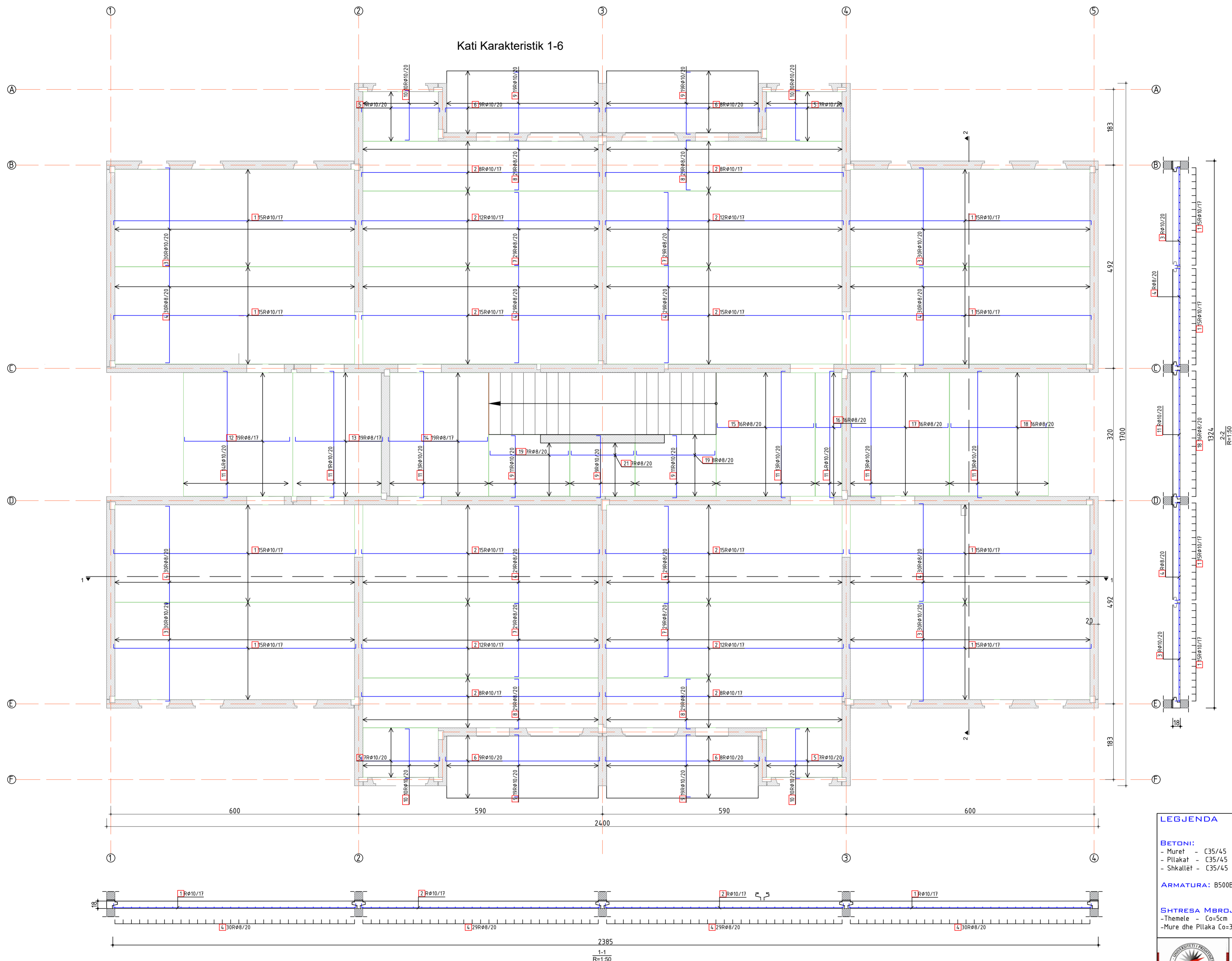
MENTOR:
PROF.ASS.DR.KADRI MORINA

KANDIDATI:
B.SC YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT
P : 1/50

NUMRI I FLETES
9

Kati Karakteristik 1-6



2385
1-1
R=1:50

LEGBJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHTRESA MBRQJTESË

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITETURËS
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

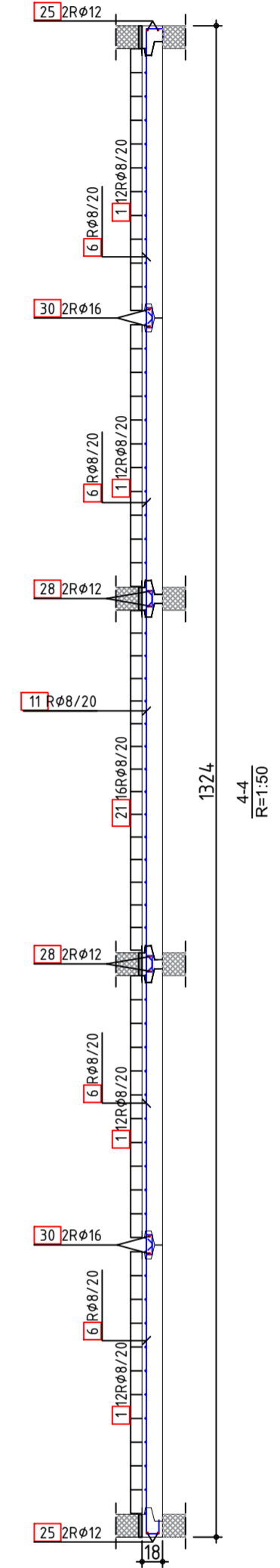
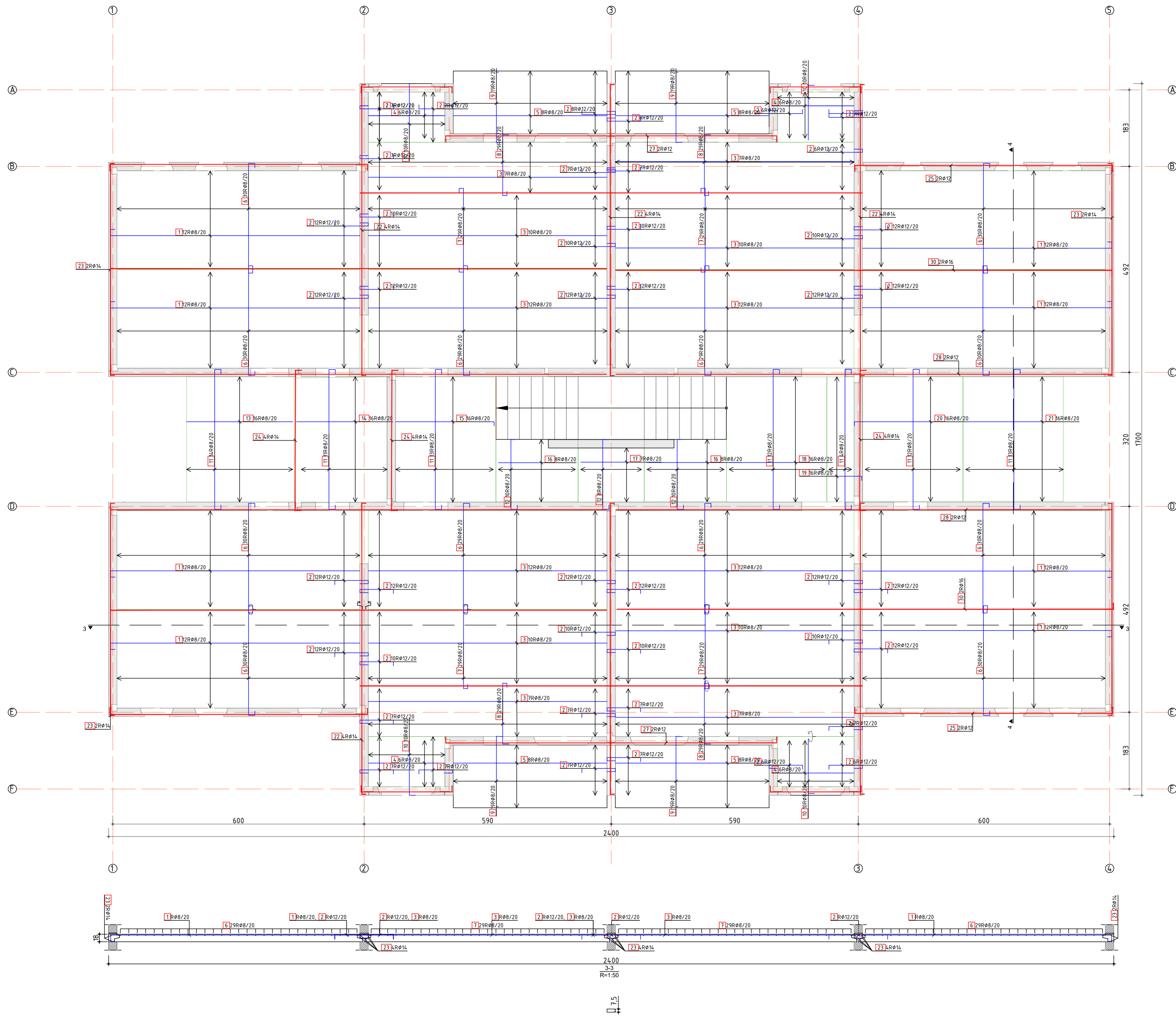
PUNIM DIPLOMË:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E PUNIMIT:
PLANET E ARMIMIT ARMIMI I PLLAKES SE KATIT I DHE 2 [ZP]

MENTOR:
PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

KANDIDATI:
B. SC. YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT NUMRI I FLETES
P : 1/50 10



LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHITESA MBRËJTESE

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITEKTURËS
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

PUNIM DIPLOME:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

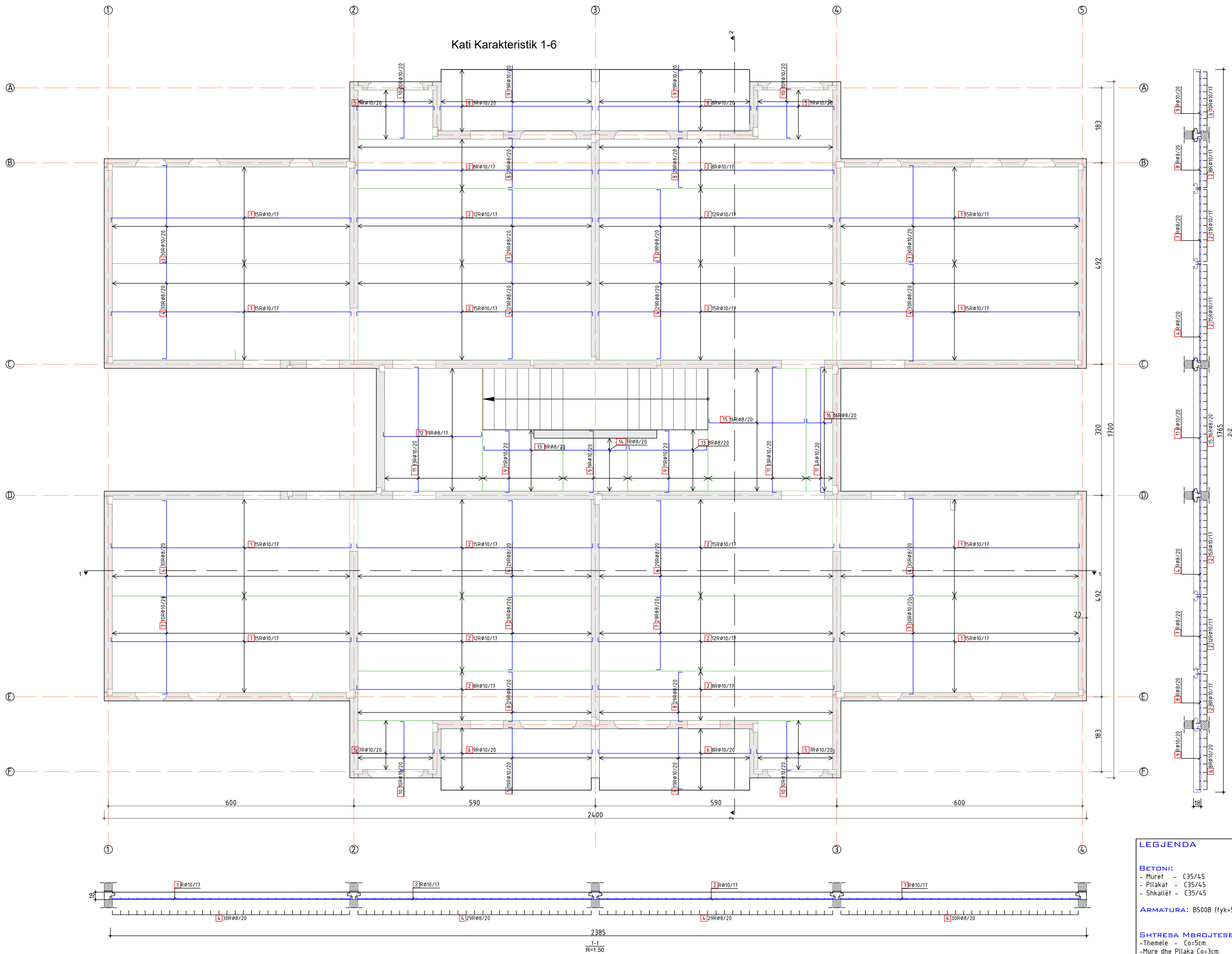
FAZA E PUNIMIT:
PLANET E ARMIMIT: ARMIMI I PLLAKES SE KATIT I DHE 2 [ZL]

MENTOR:
PROF.ASS.DR KADRI MORINA

KANDIDATI:
B.SC YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT: NUMRI I FLETES
P : 1/50 II

Kati Karakteristik 1-6

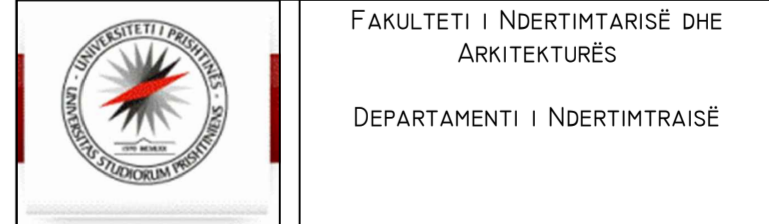


LEGJENDA

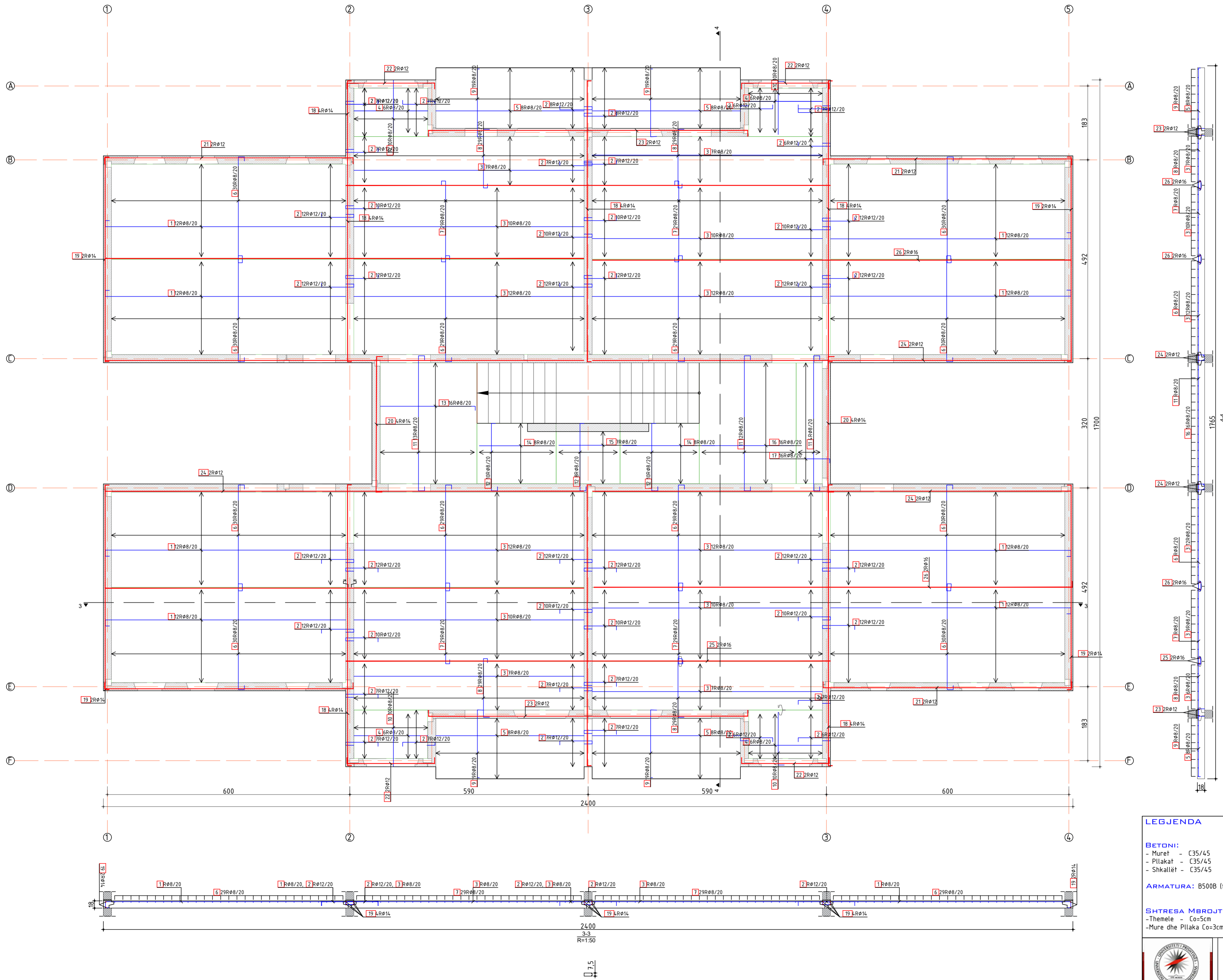
BETONI:
 - Muret - C35/45
 - Pllakat - C35/45
 - Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHTRESA MBRQJTESH
 - Themele - Co=5cm
 - Mure dhe Pllaka Co=3cm



PUNIM DIPLOME: DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR	
FAZA E PUNIMIT: PLANET E ARMIMIT	ARMIMI I PLLAKES SE KATIT 2 DERI 6 [ZP]
MENTOR: PROF. ASS. DR. KADRI MORINA	
KANDIDATI: B. SC. YLBER KRASNIQI	
PERPJESA E VIZATIMIT P : 1/50	NUMRI I FLETES 12

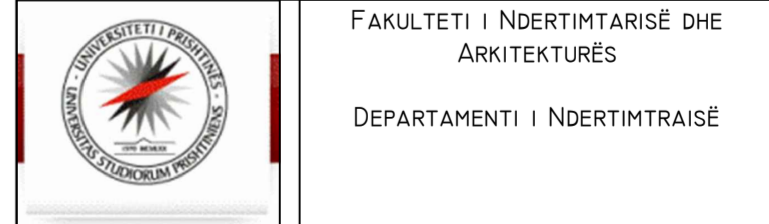


LEGJENDA

BETONI:
 - Muret - C35/45
 - Pllakat - C35/45
 - Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHITESA MBRËTJESHE
 - Themele - Co=5cm
 - Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
 ARKITEKTURËS
 DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

PUNIM DIPLOMË:
 DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

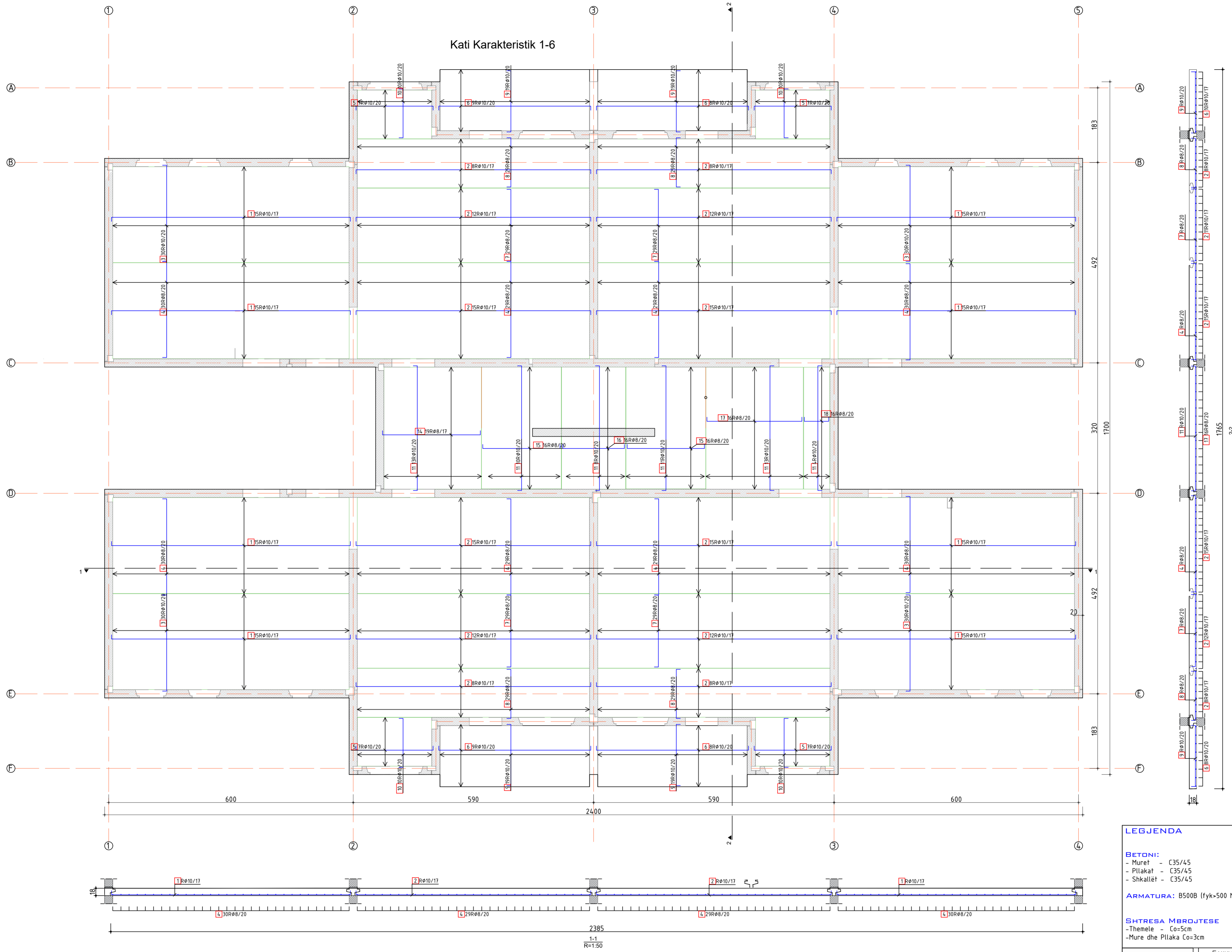
FAZA E PUNIMIT:
 PLANET E ARMIMIT: ARMIMI I PLLAKES SE KATIT 2 DHE 6 [ZP]

MENTOR:
 PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

KANDIDATI:
 B. SC. YLBER KRASNIQI

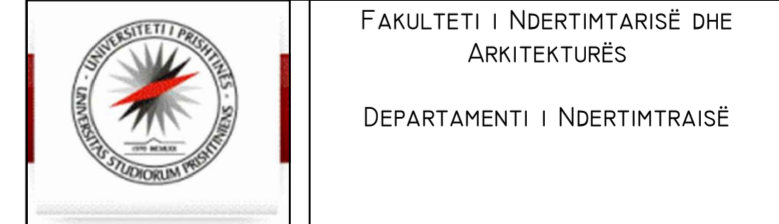
PERPJESA E VIZATIMIT: NUMRI I FLETES
 P: 1/50 13

Kati Karakteristik 1-6

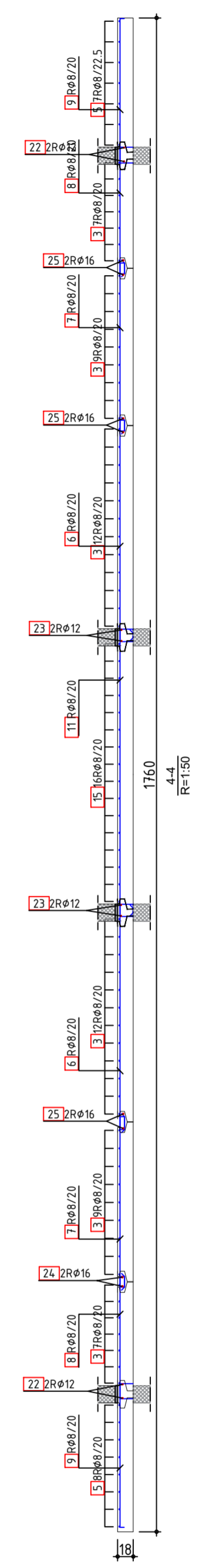
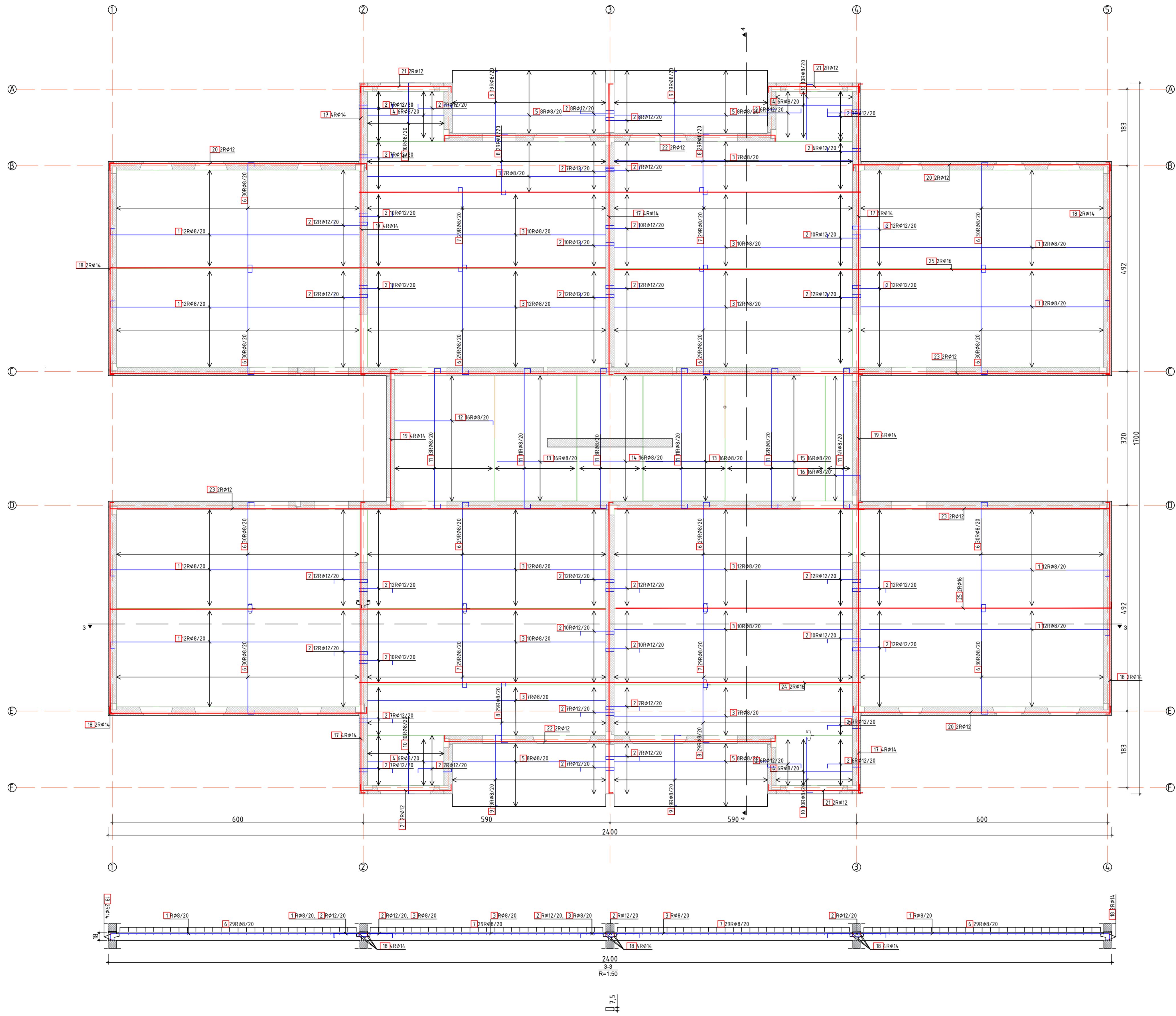


LEGJENDA

- BETONI:**
 - Muret - C35/45
 - Pllakat - C35/45
 - Shkallët - C35/45
- ARMATURA:** B500B (fyk=500 MPa)
- SHTRESA MBROJTËSE**
 - Themele - Co=5cm
 - Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE ARKITEKTURËS	
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË	
PUNIM DIPLOMË:	
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR	
FAZA E PUNIMIT:	ARMIMI I PLLAKES SE KULMIT [ZP]
PLANET E ARMIMIT	
MENTOR:	PROF.ASS.DR KADRI MORINA
KANDIDATI:	B.SC YLBER KRASNIQI
PERPJESA E VIZATIMIT	NUMRI I FLETES
P : 1/50	14



LEGJENDA

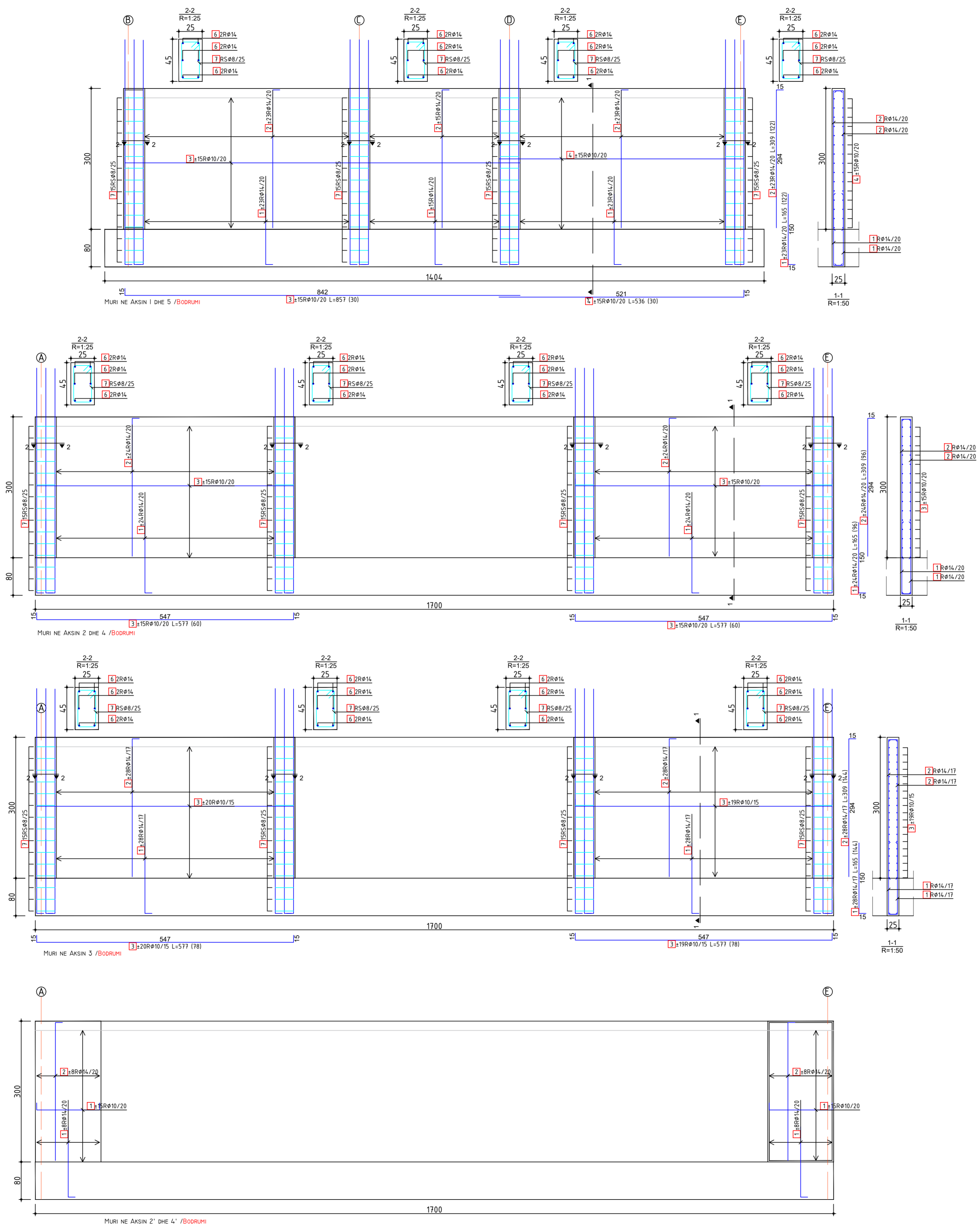
BETONI:
 - Muret - C35/45
 - Pllakat - C35/45
 - Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHITESA MBRËJTESË
 - Themele - Co=5cm
 - Mure dhe Pllaka Co=3cm



PUNIM DIPLOMË: DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR	
FAZA E PUNIMIT: PLANET E ARMIMIT	ARMIMI I PLLAKES SE KULMIT [ZL]
MENTOR: PROF. ASS. DR. KADRI MORINA	
KANDIDATI: B. SC. YLBER KRASNIQI	
PERPJESA E VIZATIMIT P : 1/50	NUMRI I FLETES 15



LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHTRESA MBRQJTESE

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISE DHE
ARKITEKTURES
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISE

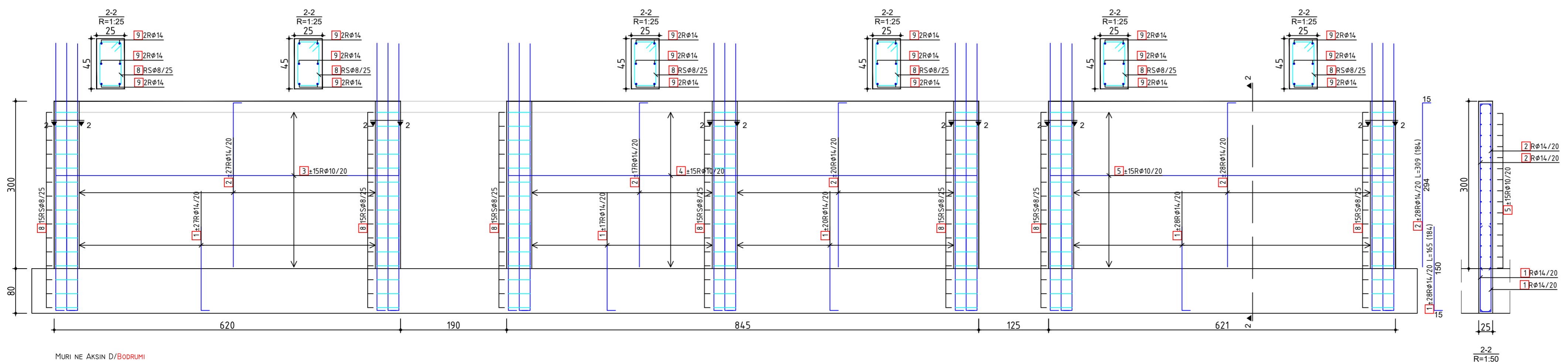
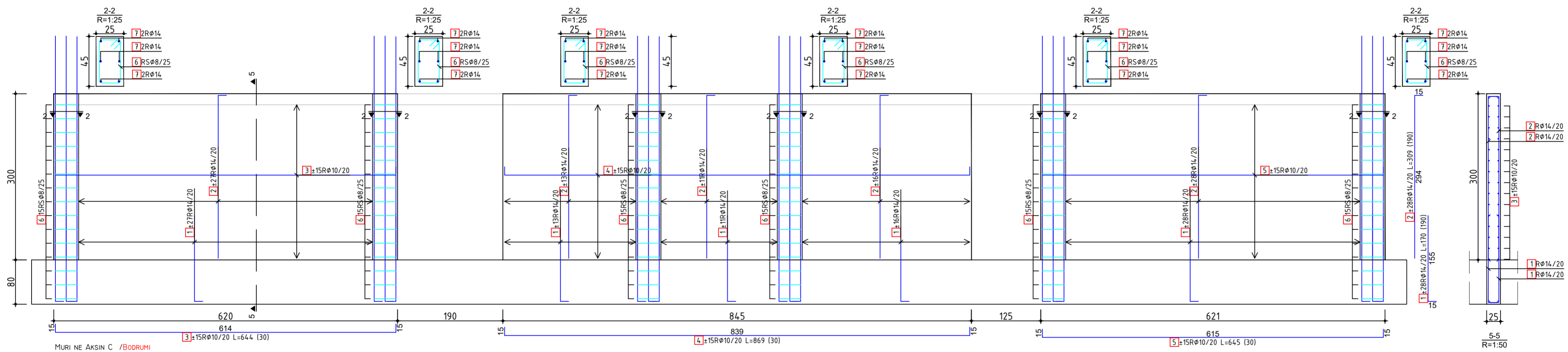
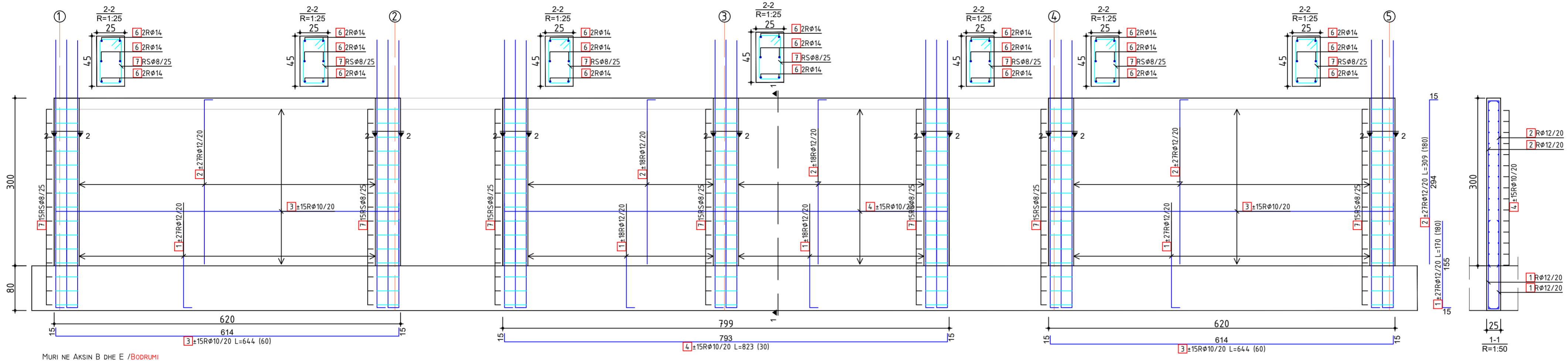
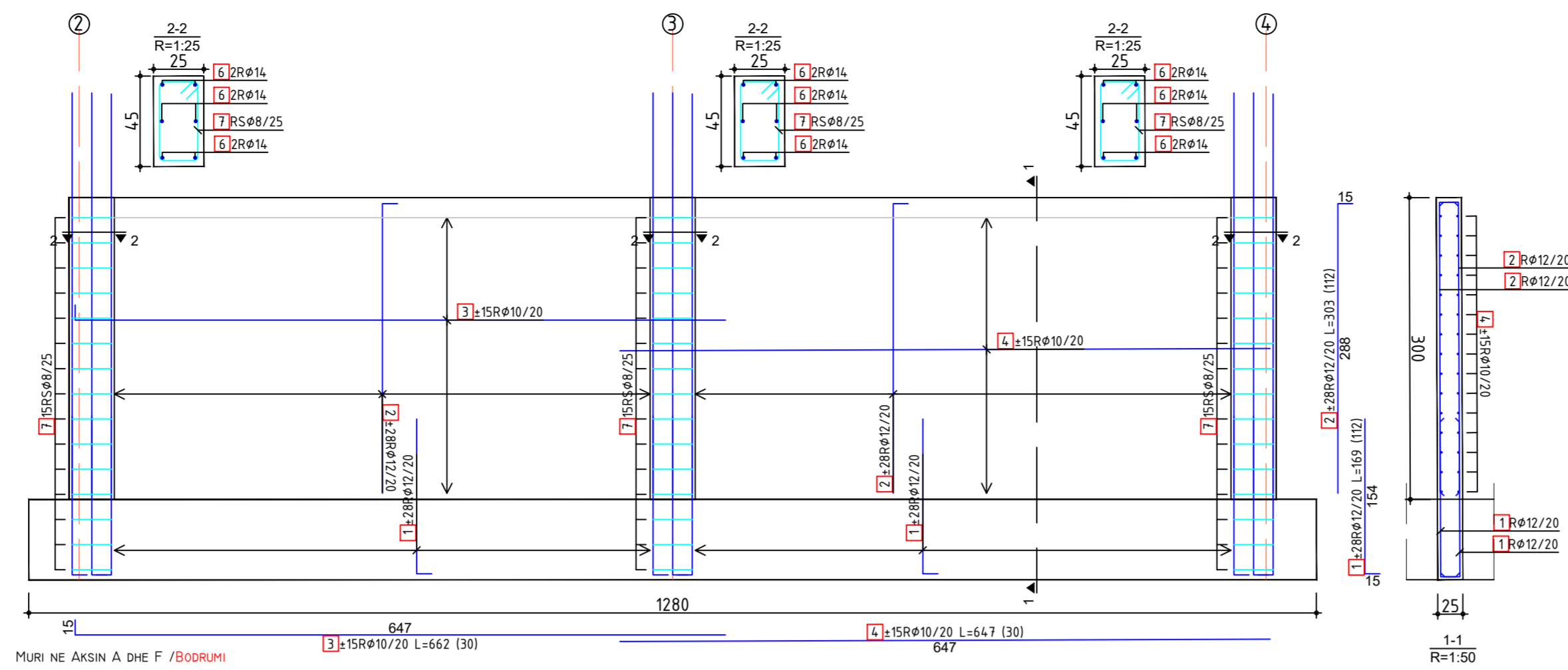
PUNIM DIPLOME:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E PUNIMIT: ARMIMI I MUREVE TE BODRUMIT-
PLANET E ARMIMIT -DREJTIMI Y

MENTOR:
PROF.ASS.DR KADRI MORINA

KANDIDATI:
B.SC YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT NUMRI I FLETES
P : 1/50 /25 16



LEGJENDA

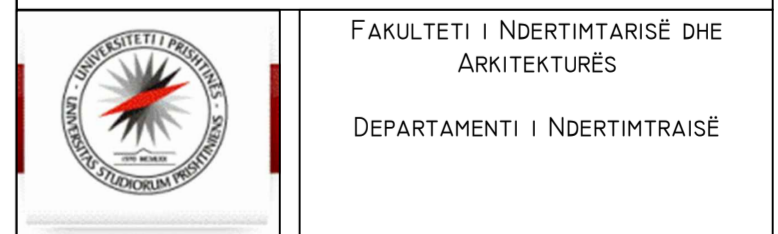
BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHITESA MBRQJTESH

- Themele - Co5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



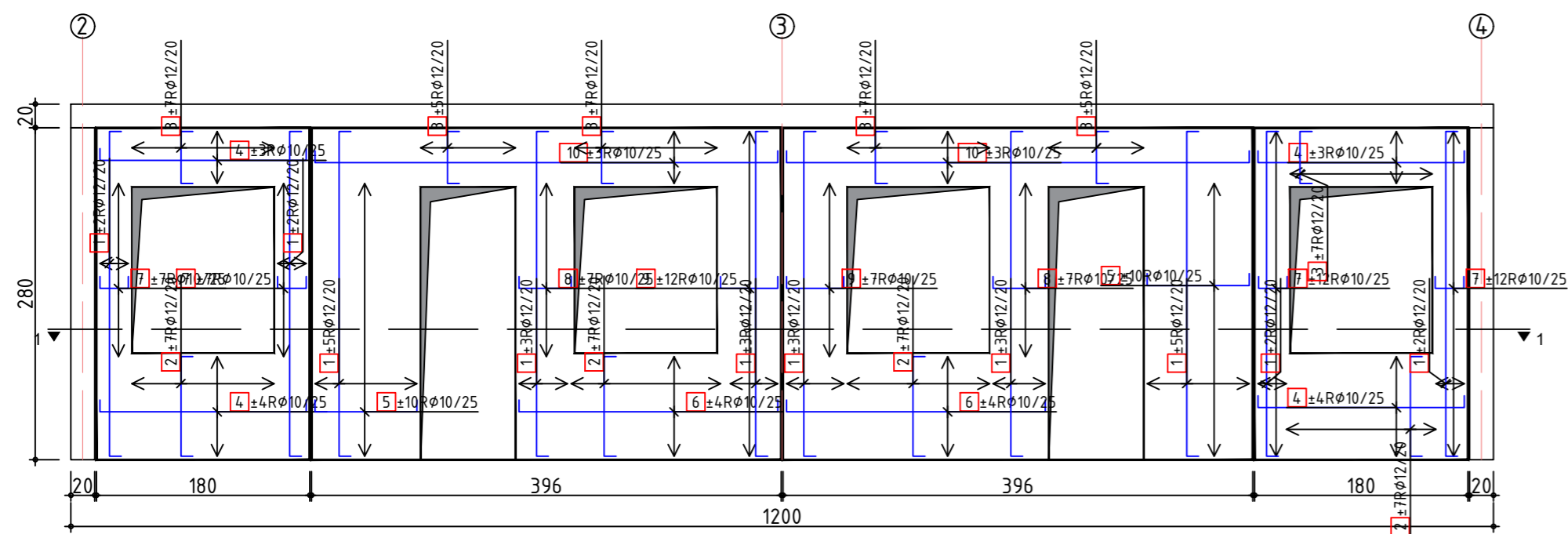
PUNIM DIPLOME:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E PUNIMIT: ARMIMI I MUREVE TE BODRUMIT-
PLANET E ARMIMIT -DREJTIMI X

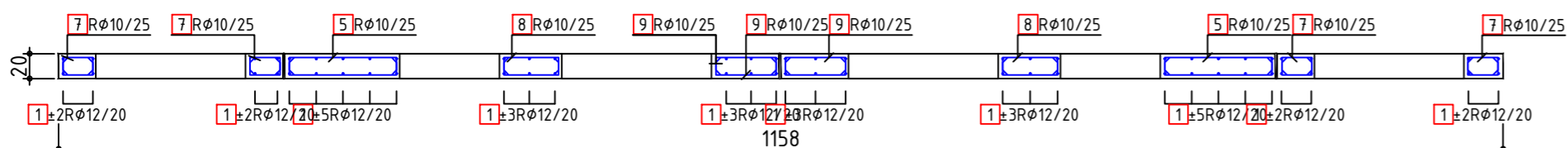
MENTOR:
PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

KANDIDATI:
B. SC YLBER KRASNIQI

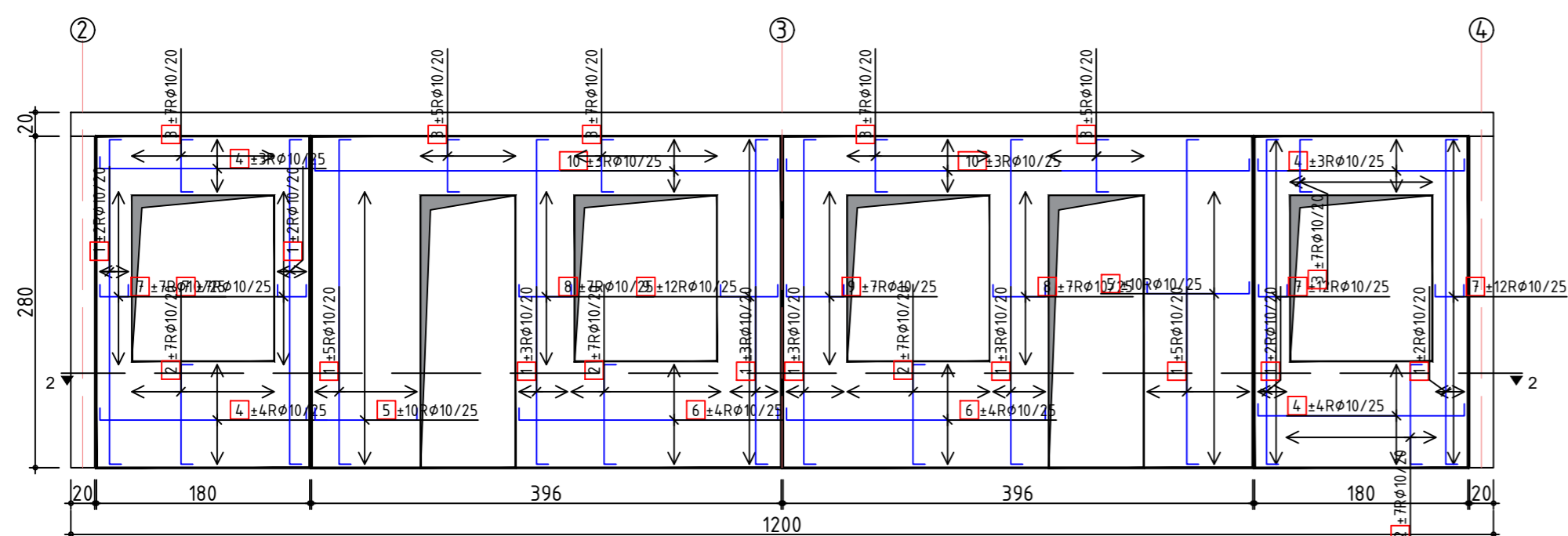
PERPJESJA E VIZATIMIT: NUMRI I FLETES
P: 1/50 /25 17



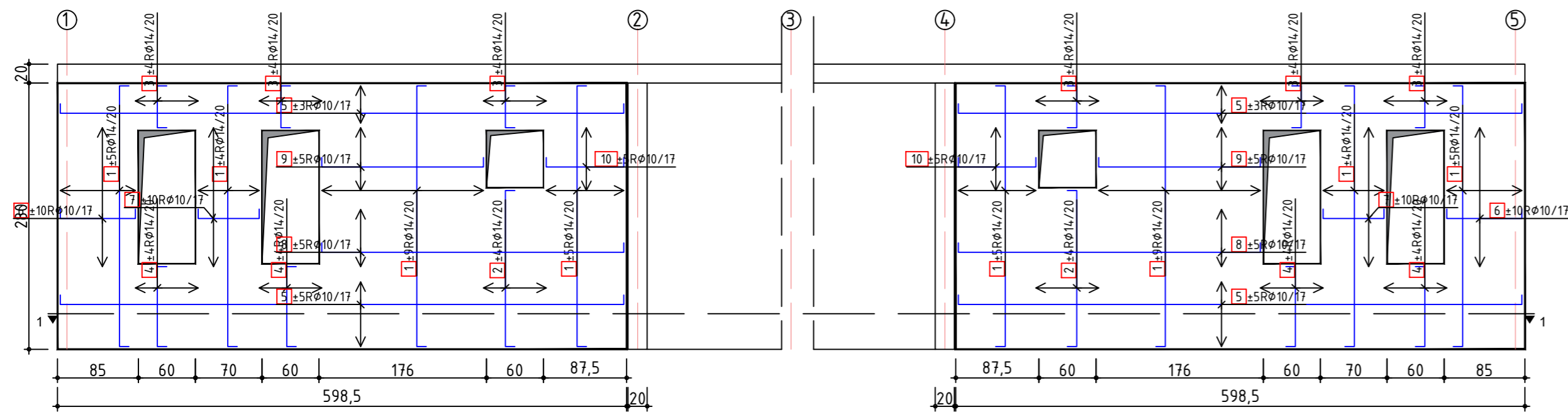
MURI NE AKSIN A DHE F / KP - KI



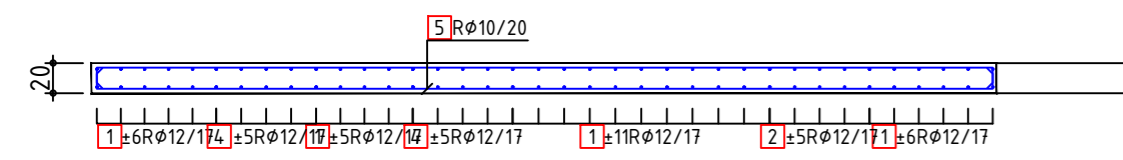
1-1
R=1:50



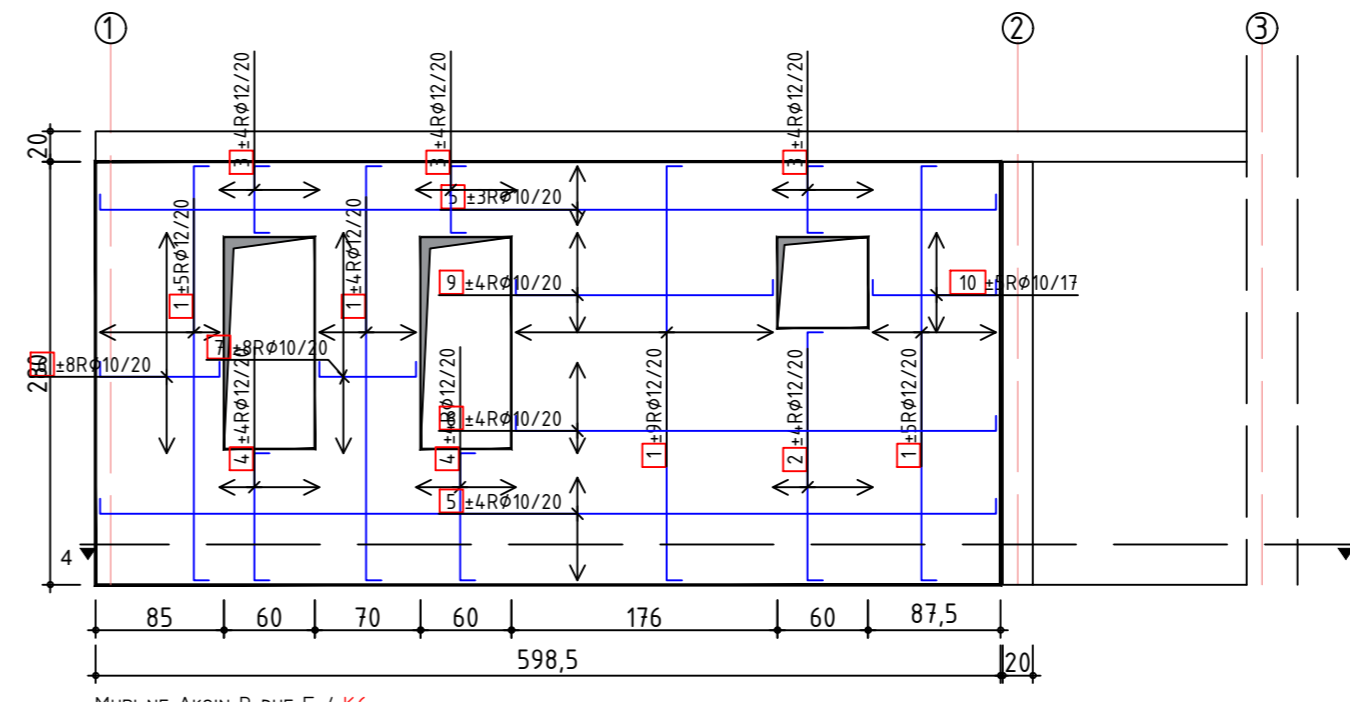
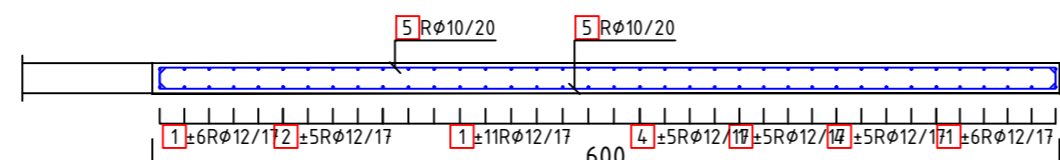
MURI NE AKSIN A DHE F / K2 - K3



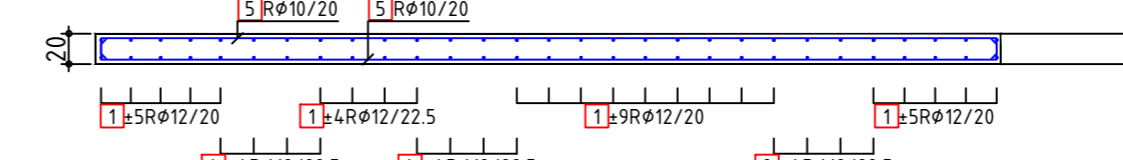
MURI NE AKSIN B DHE E / KP - K1



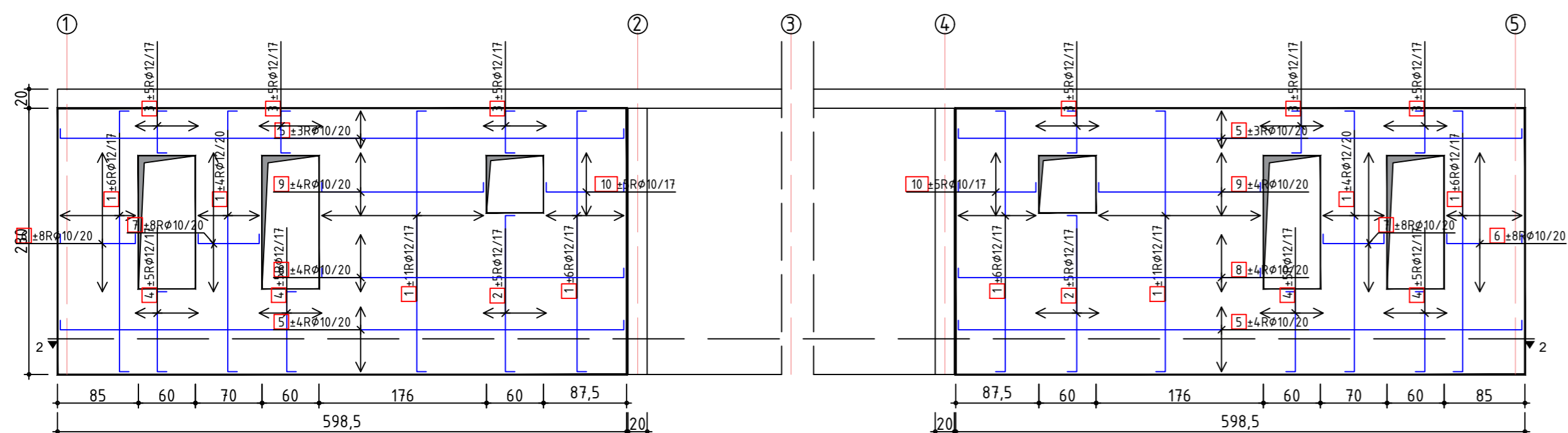
1-1
R=1:50



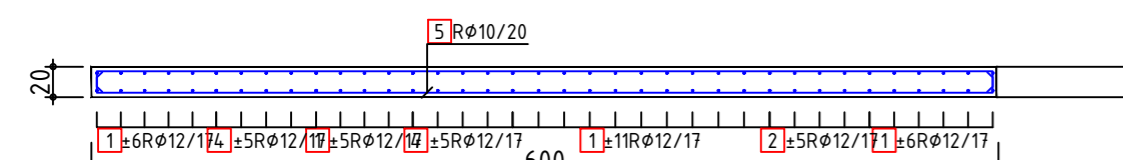
MURI NE AKSIN B DHE E / K6



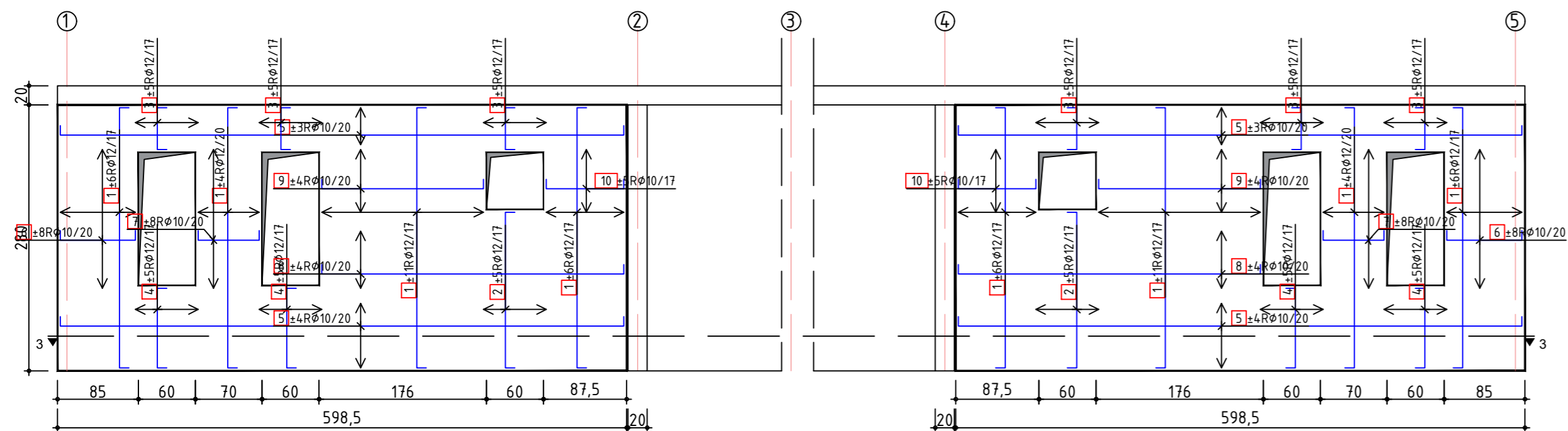
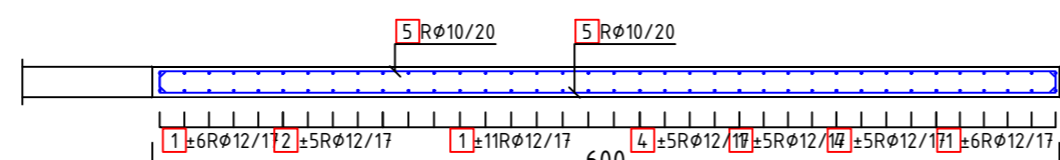
4-4
R=1:50



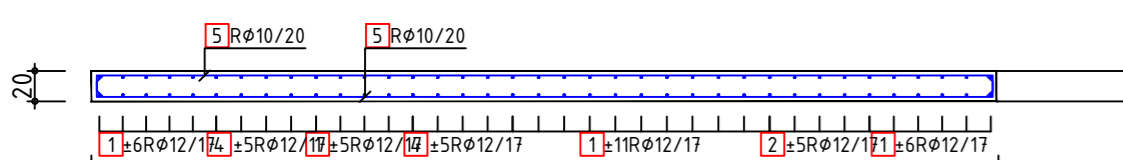
MURI NE AKSIN B DHE E / K2 - K3



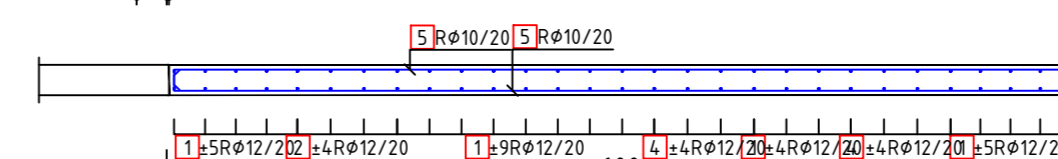
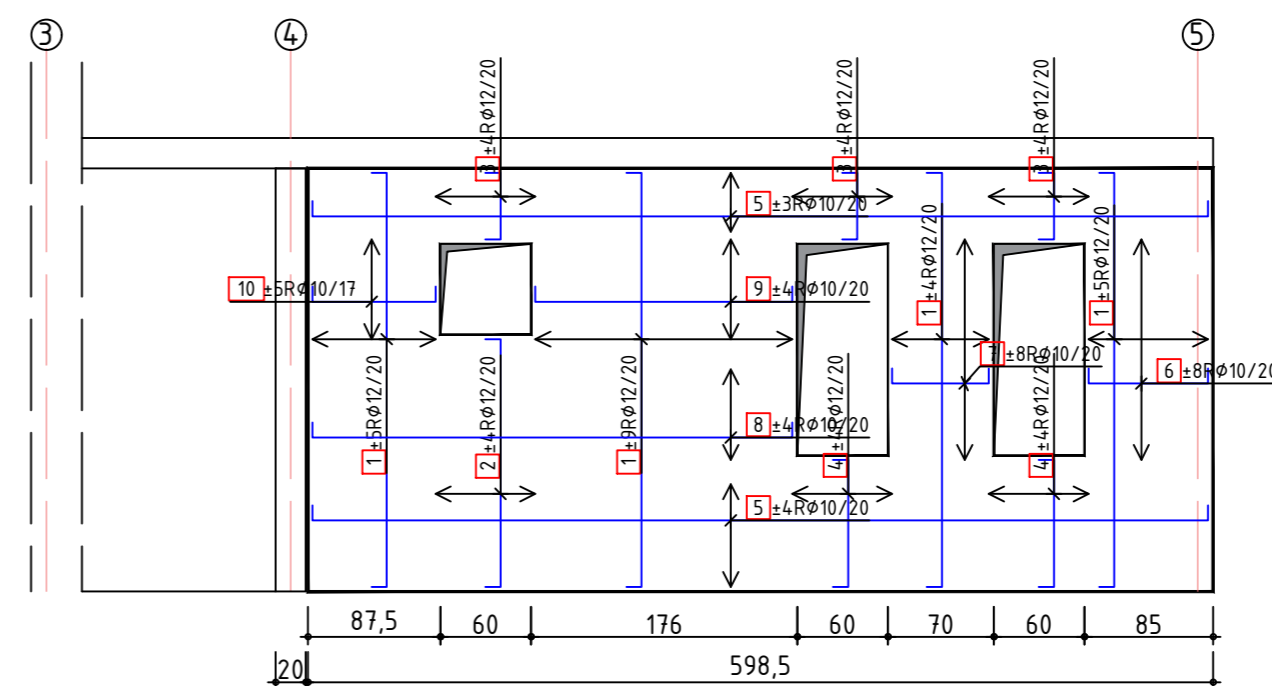
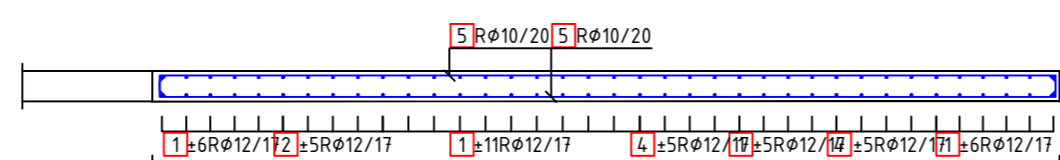
2-2
R=1:50



MURI NE AKSIN B DHE E / K4 - K5



3-3
R=1:50



LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHITESA MBROJTESE

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITEKTURËS

DEPARTAMENTI I NDERTIMTRAIËSË

PUNIM DIPLOME:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

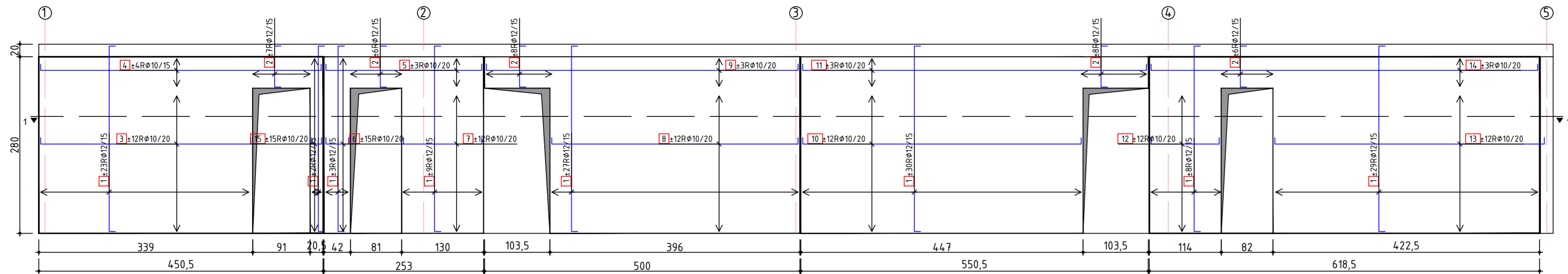
FAZA E PËNIMIT: ARMIMI I MUREVE MONTAZHE
PLANET E ARMIMIT -AKSI B DHE E [KATI P - KATI 6]

MENTOR:
PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

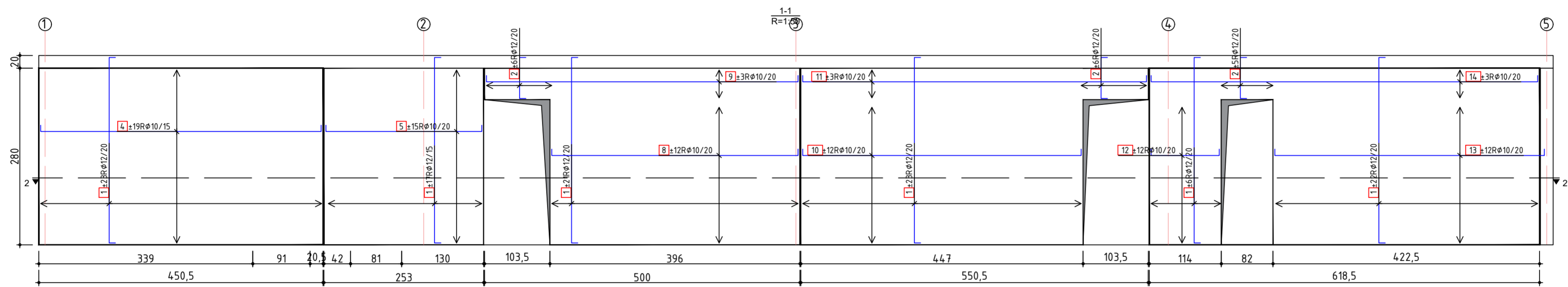
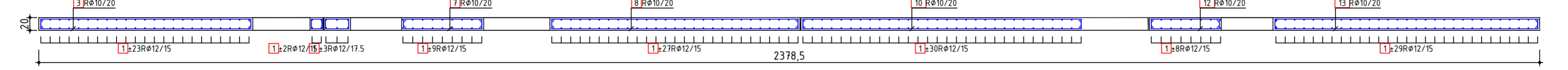
KANDIDATI:
B.SC. YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT
P : 1/50 /25

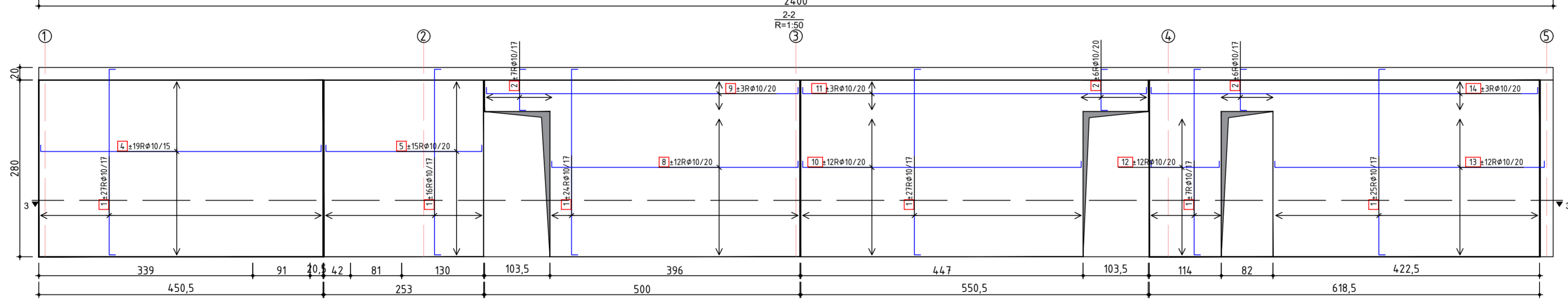
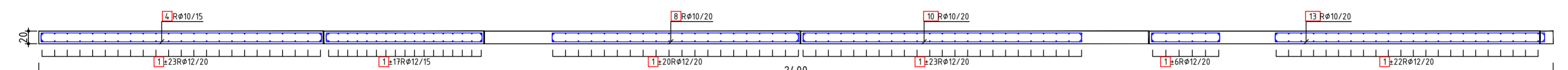
NUMRI I FLETES
19



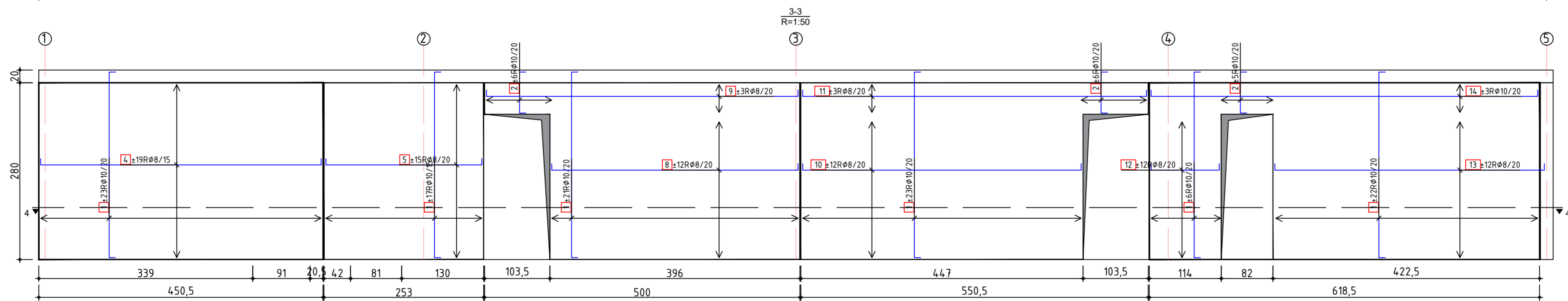
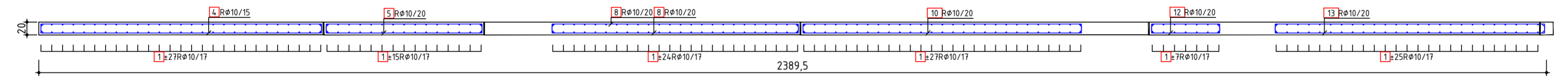
MURI NE AKSIN C DHE D / K1 - K1



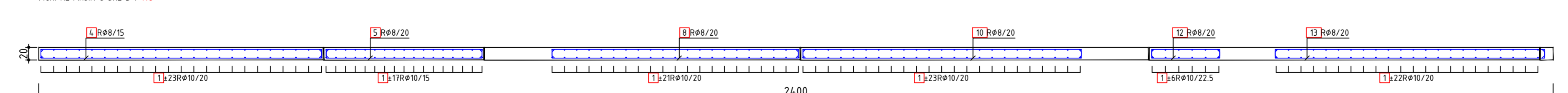
MURI NE AKSIN C DHE D / K2 - K3



MURI NE AKSIN C DHE D / K4 - K5



MURI NE AKSIN C DHE D / K6



LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHITESA MBROJTESH

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISE DHE
ARKITEKTURES
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISE

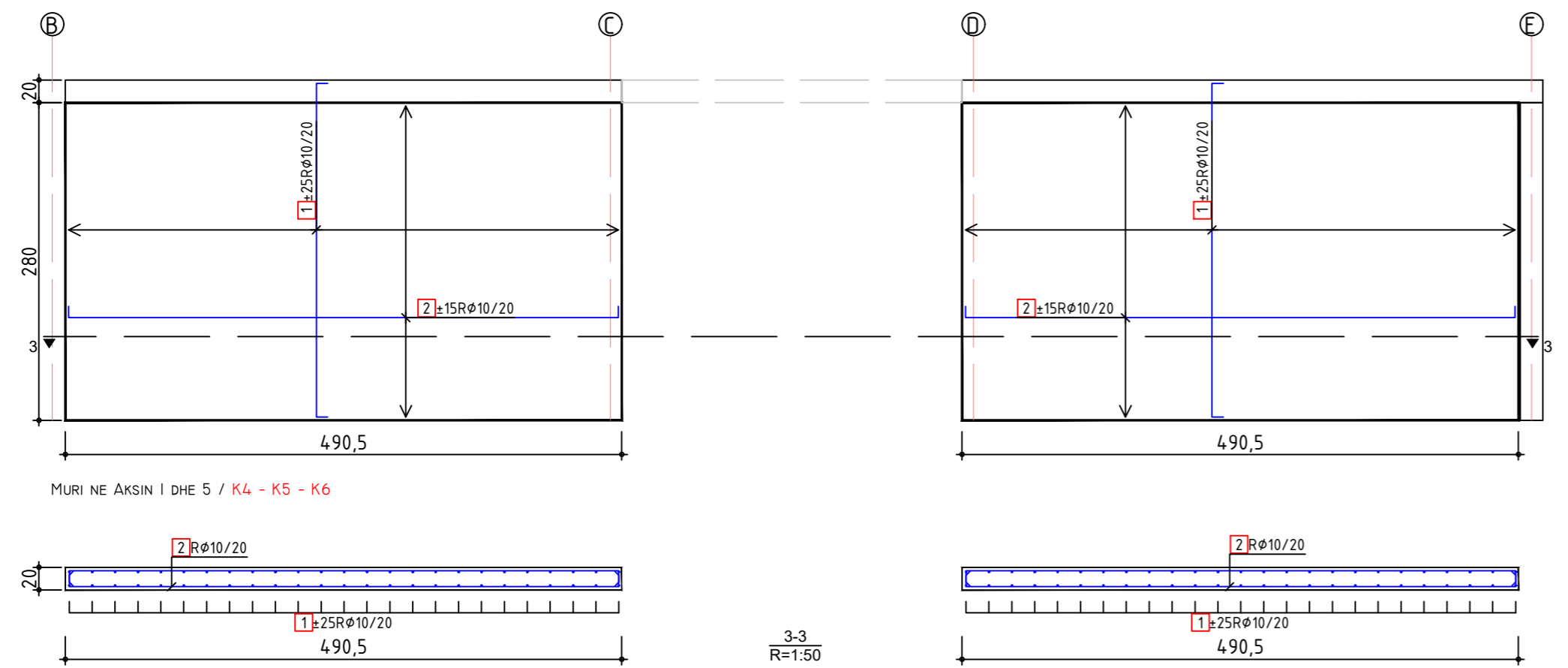
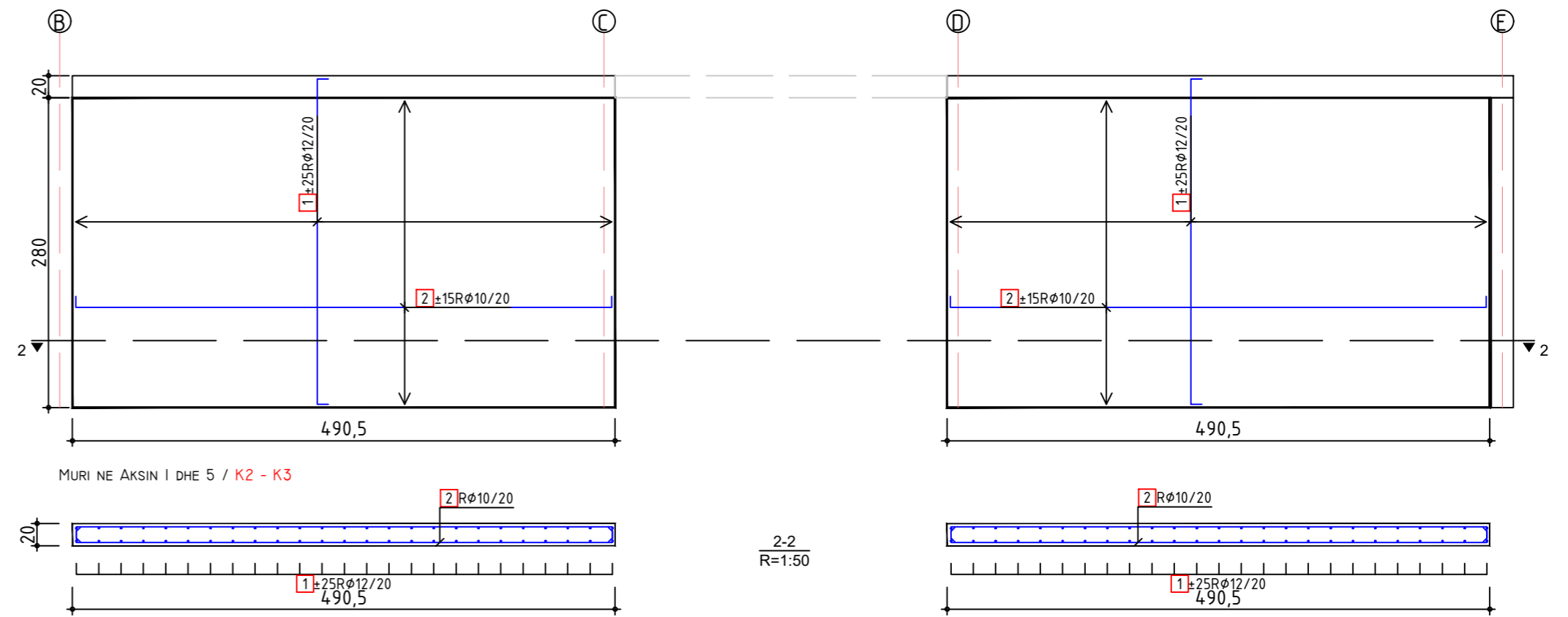
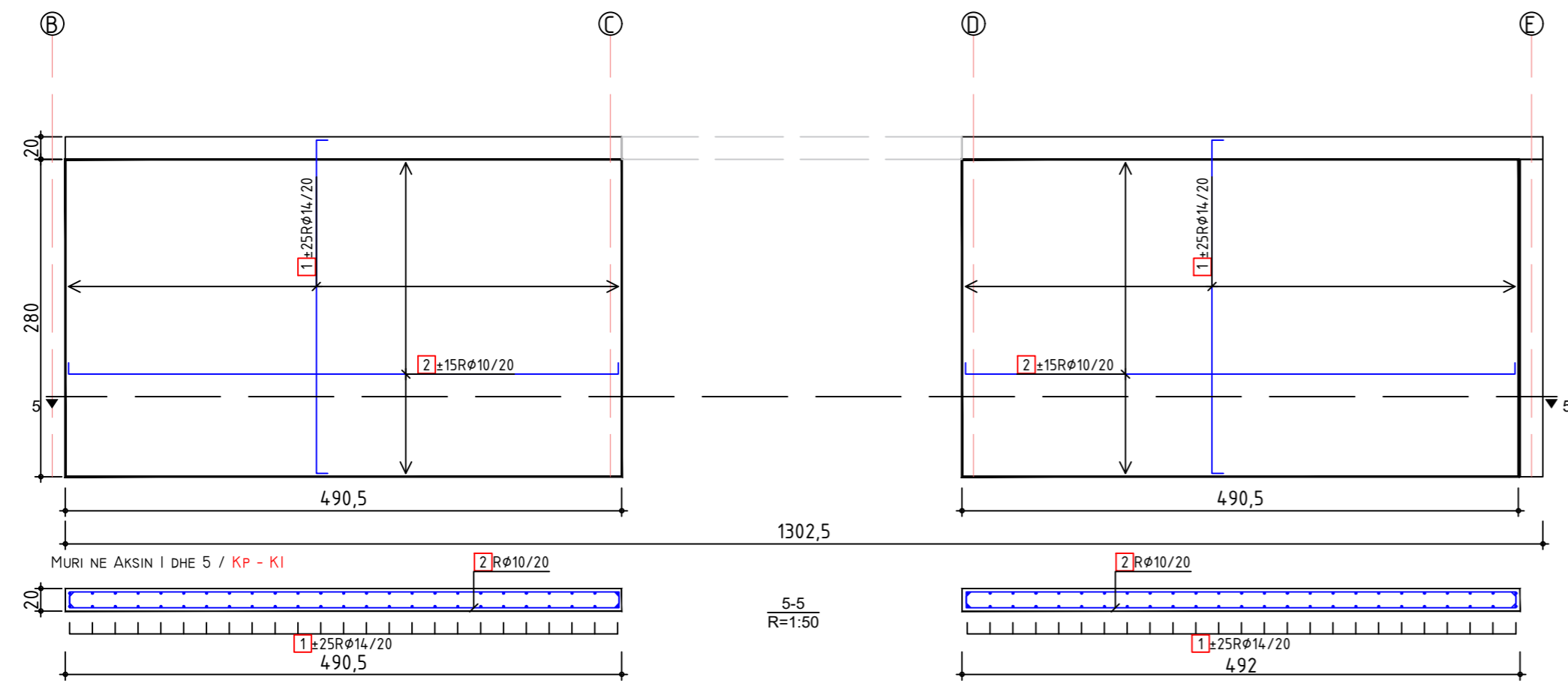
PUNIM DIPLOME:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E PUNIMIT: ARMIMI I MUREVE MONTAZHE
PLANET E ARMIMIT -AKSI C DHE D [KATI P - KATI 6]

MENTOR:
PROF.ASS.DR KADRI MORINA

KANDIDATI:
B.SC YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT: NUMRI I FLETES
P : 1/50 /25 20



LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk=500 MPa)

SHITESA MBROJTESE

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITEKTURËS

DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

PUNIM DIPLOME:

DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E PËNIMIT: ARMIMI I MUREVE MONTAZHE
PLANET E ARMIMIT: -AKSI I DHE 5 [KATI P - KATI 6]

MENTOR:

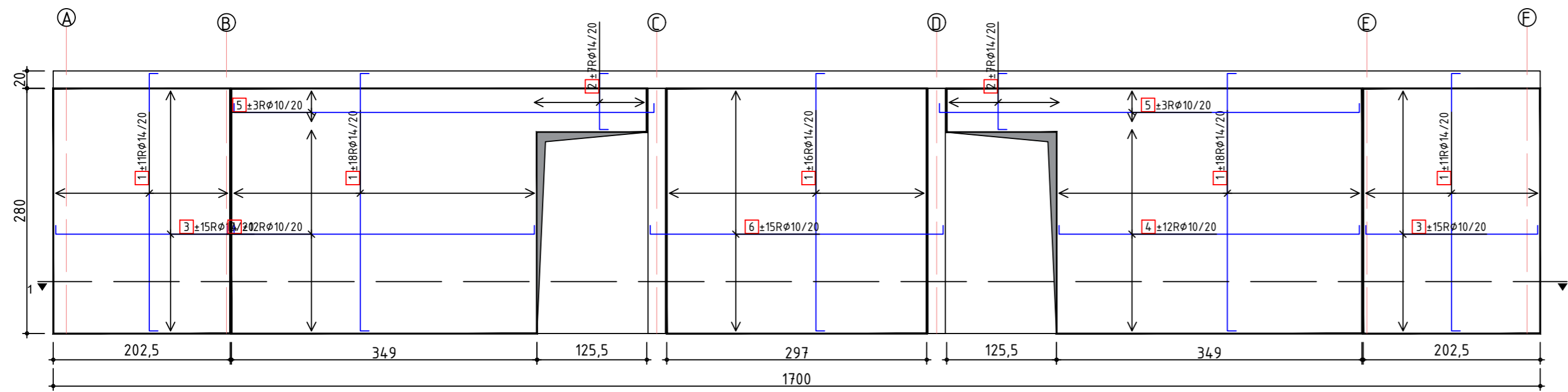
PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

KANDIDATI:

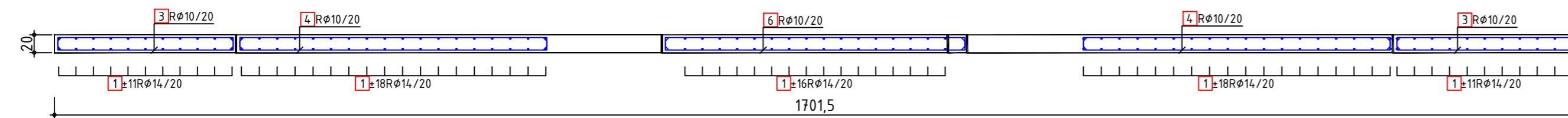
B.SC. YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT
P : 1/50 /25

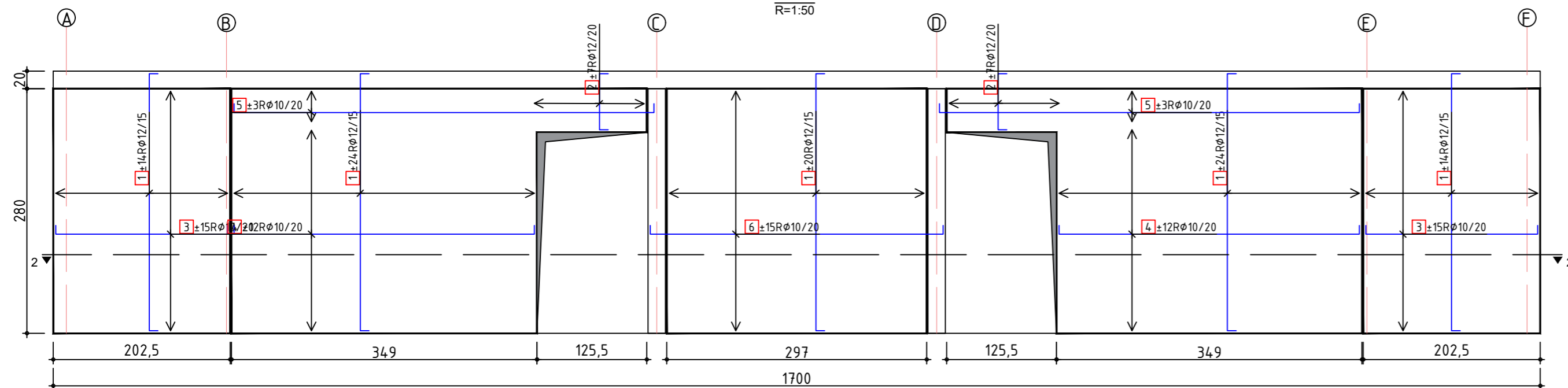
NUMRI I FLETES
21



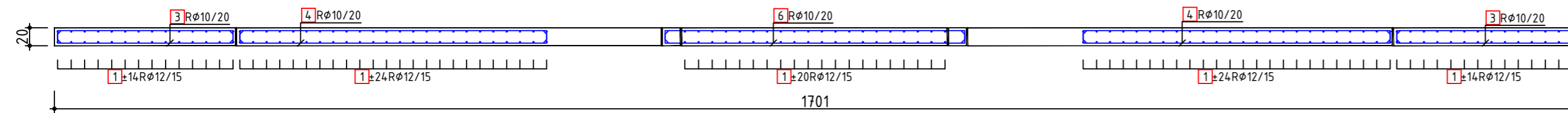
MURI NE AKSIN 2 DHE 4 / K1 - K1



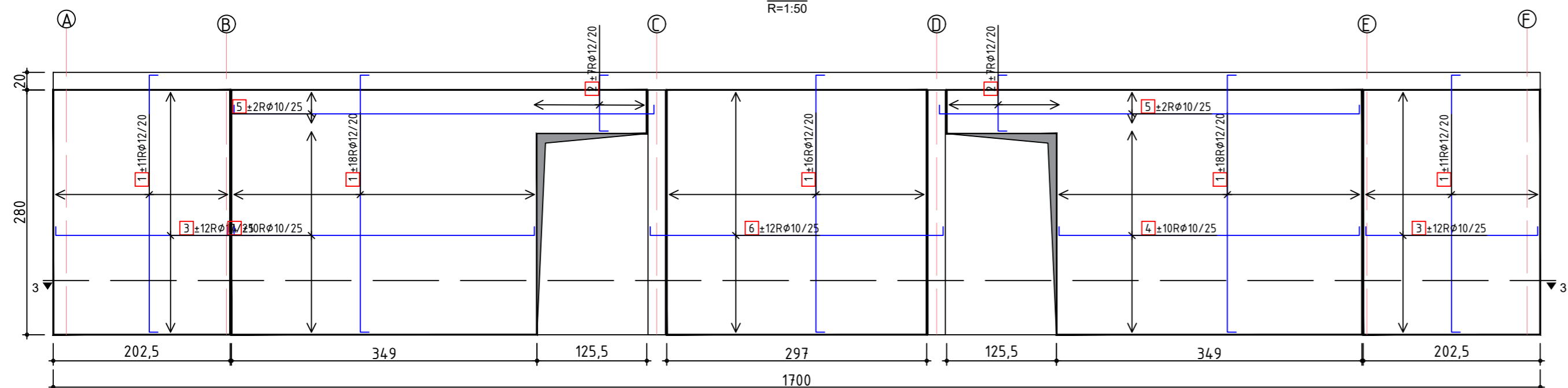
1-1
R=1:50



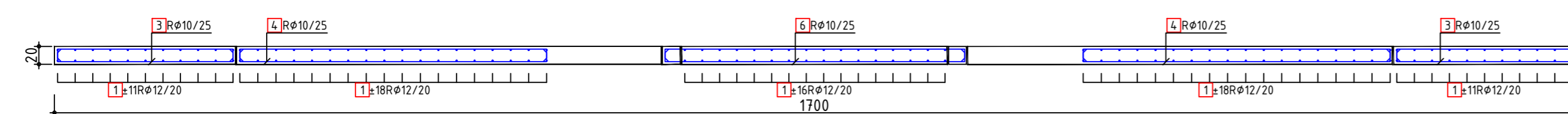
MURI NE AKSIN 2 DHE 4 / K2 - K3



2-2
R=1:50



MURI NE AKSIN 2 DHE 4 / K4 - K5 - K6



3-3
R=1:50

LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk>500 MPa)

SHTRESA MBROJTESE

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITETURËS
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

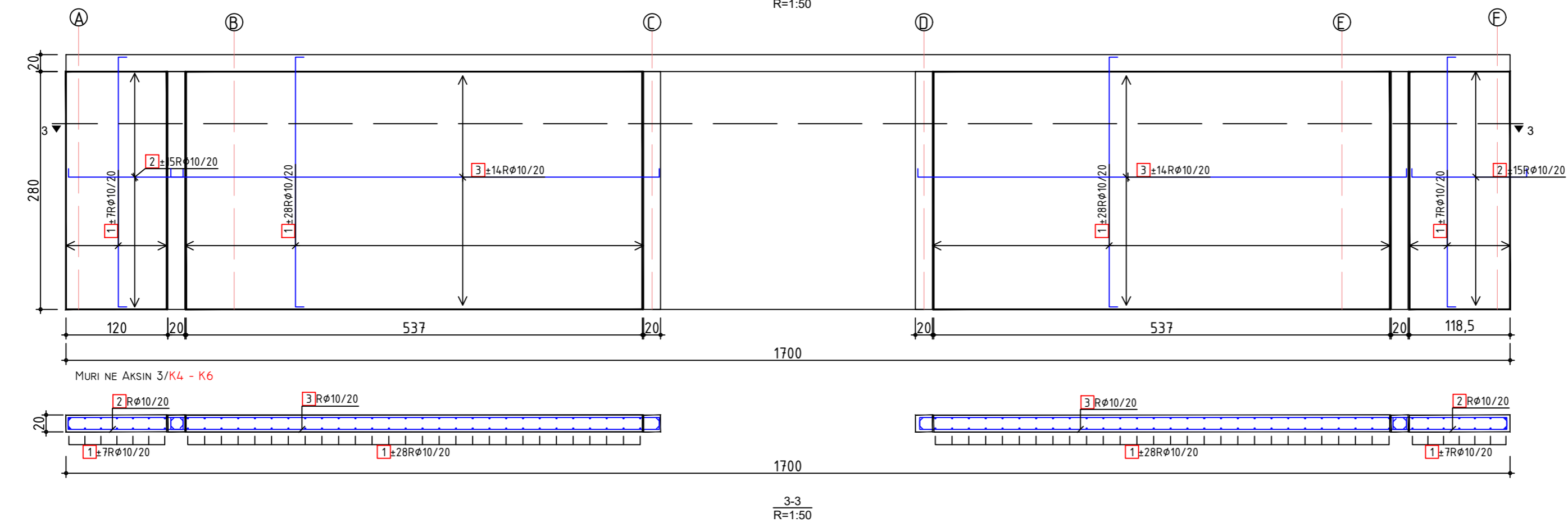
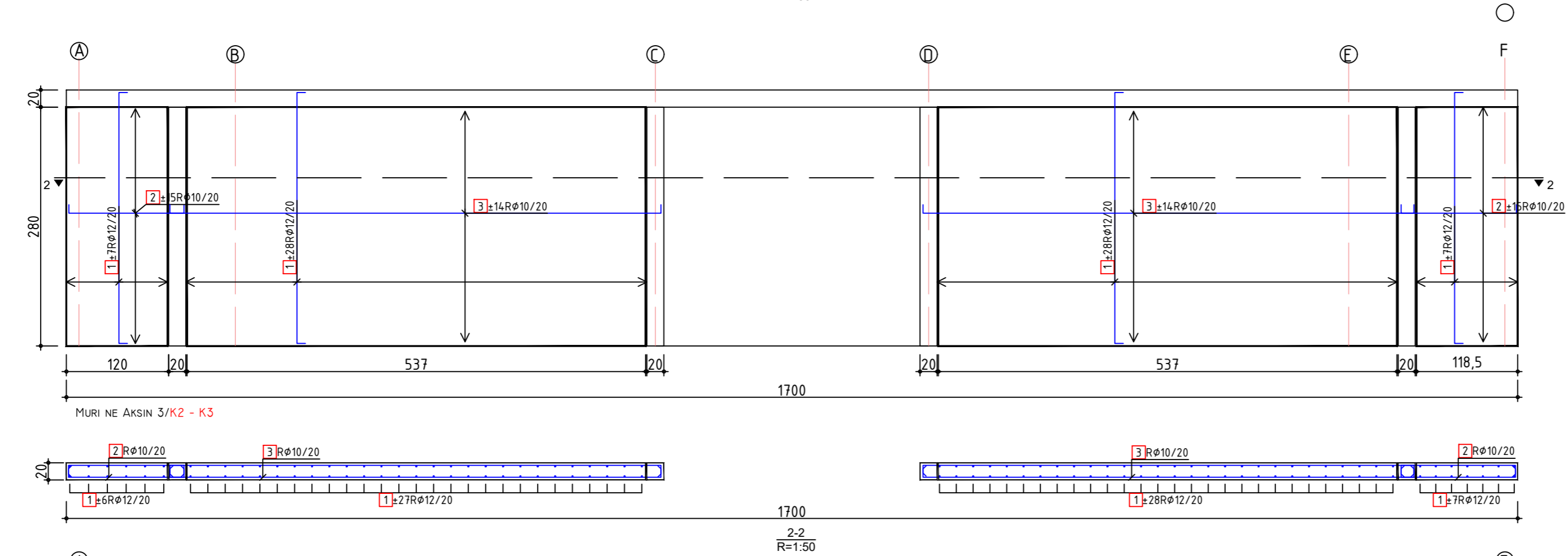
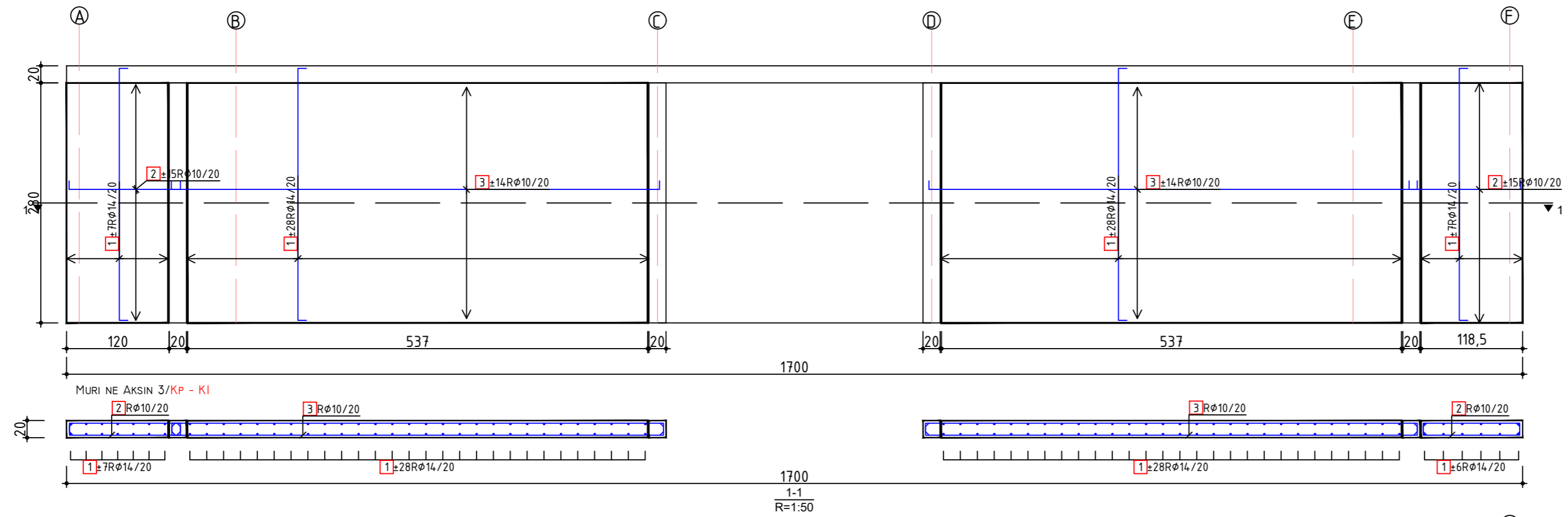
PUNIM DIPLOME:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E PUNIMIT: ARMIMI I MUREVE MONTAZHE
PLANET E ARMIMIT -AKSI 2 DHE 4 [KATI P - KATI 6]

MENTOR:
PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

KANDIDATI:
B. SC. YLBER KRASHI

PERPJESA E VIZATIMIT: NUMRI I FLETES
P: 1/50 /25 22



LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk>500 MPa)

SHTRESA MBROJTESE

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITEKTURËS
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

PUNIM DIPLOME:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

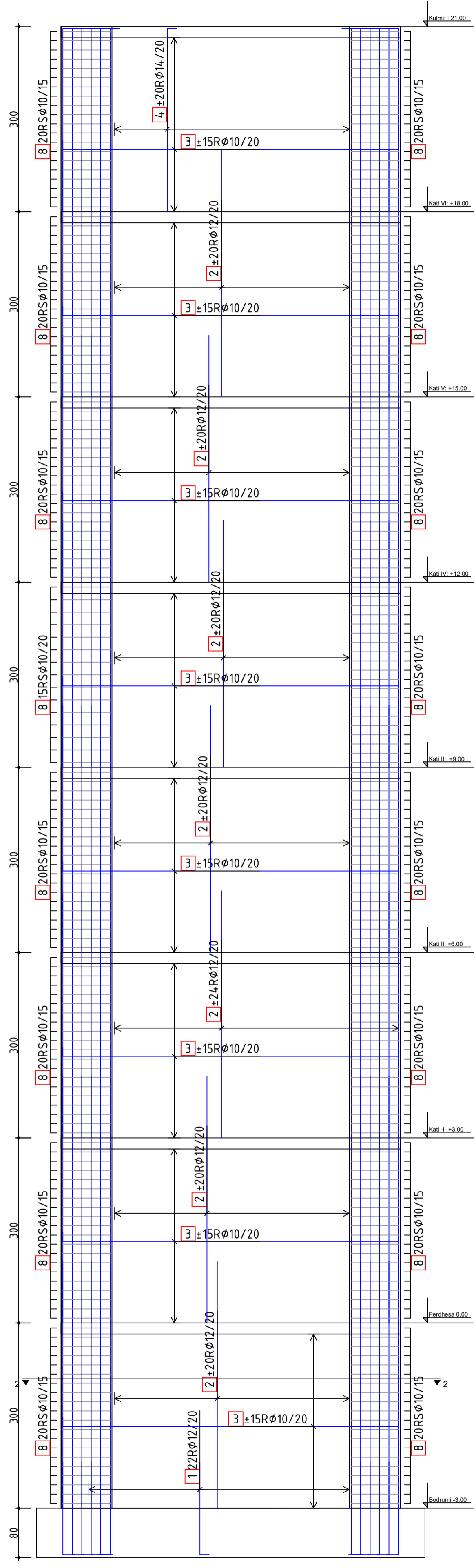
FAZA E PUNIMIT: ARMIMI I MUREVE MONTAZHE
PLANET E ARMIMIT -AKSI 3 [KATI P - KATI 6]

MENTOR:
PROF. ASS. DR KADRI MORINA

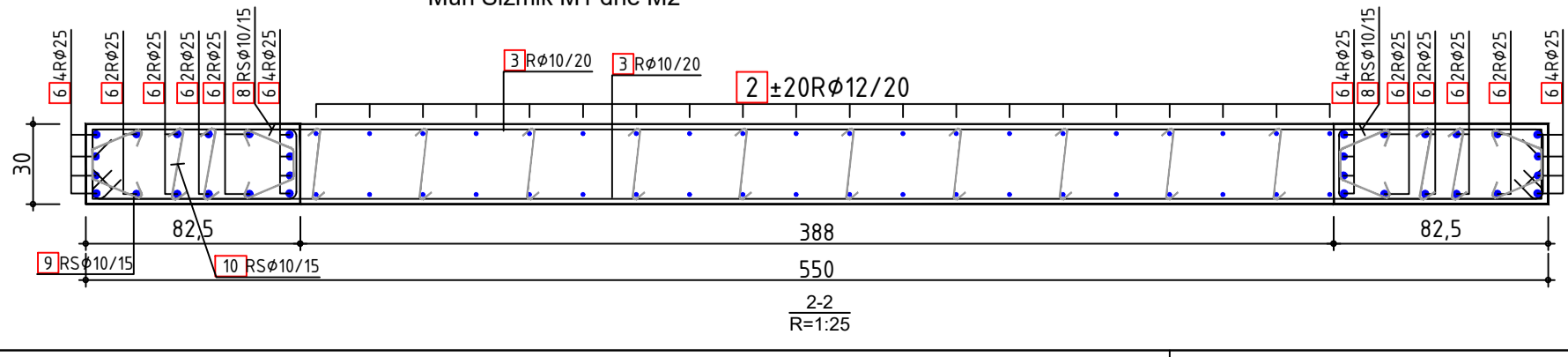
KANDIDATI:
B.SC YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT
P : 1/50 /25

NUMRI I FLETES
23



Muri Sizmik M1 dhe M2



LEGJENDA

BETONI:
 - Muret - C35/45
 - Pllakat - C35/45
 - Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk>500 MPa)

SHTRESA MBROJTESE
 - Themele - Co=5cm
 - Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
 ARKITEKTURËS
 DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

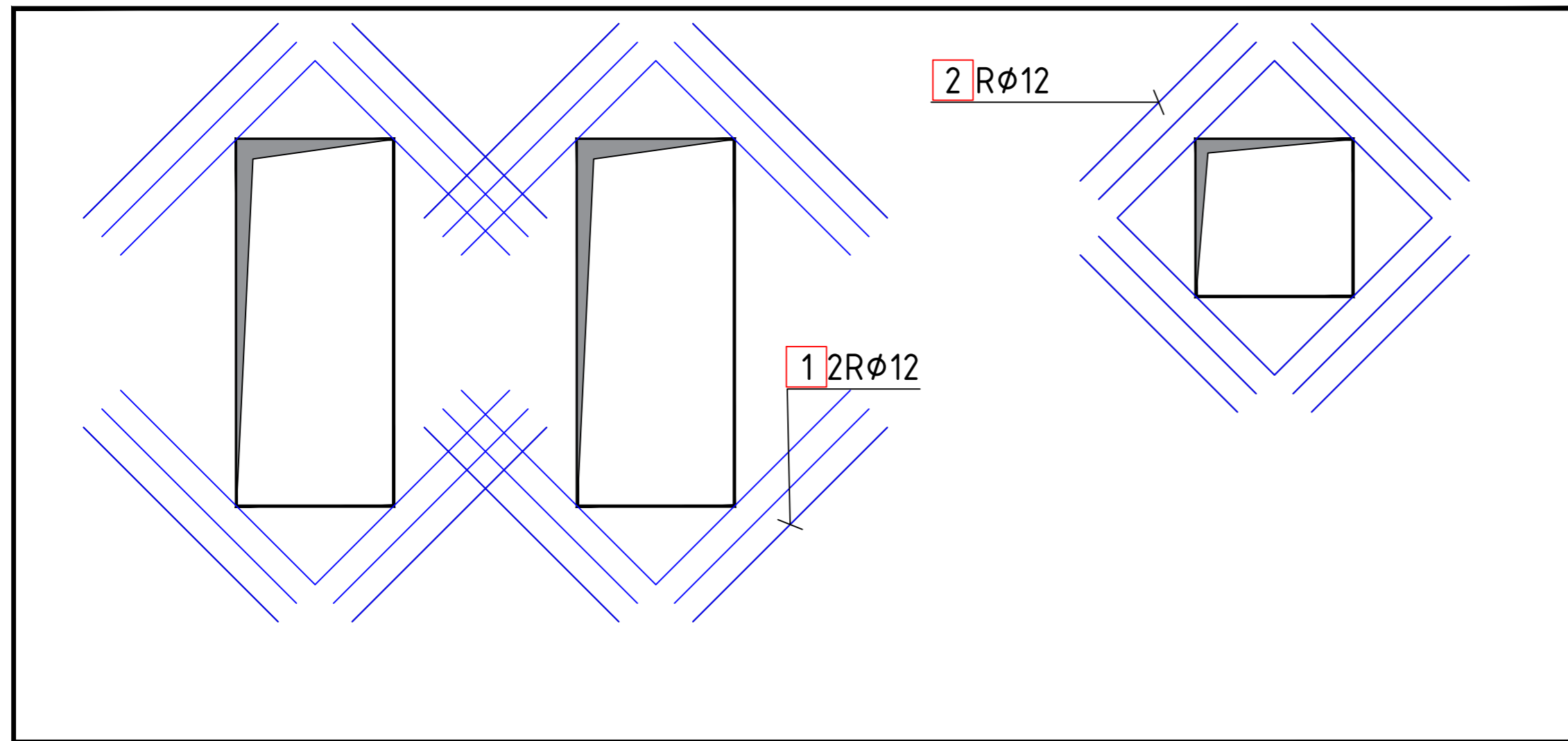
PUNIM DIPLOME:
 DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E PUNIMIT: ARMIMI I MUREVE SIZMIKE M1 DHE M2
 PLANET E ARMIMIT

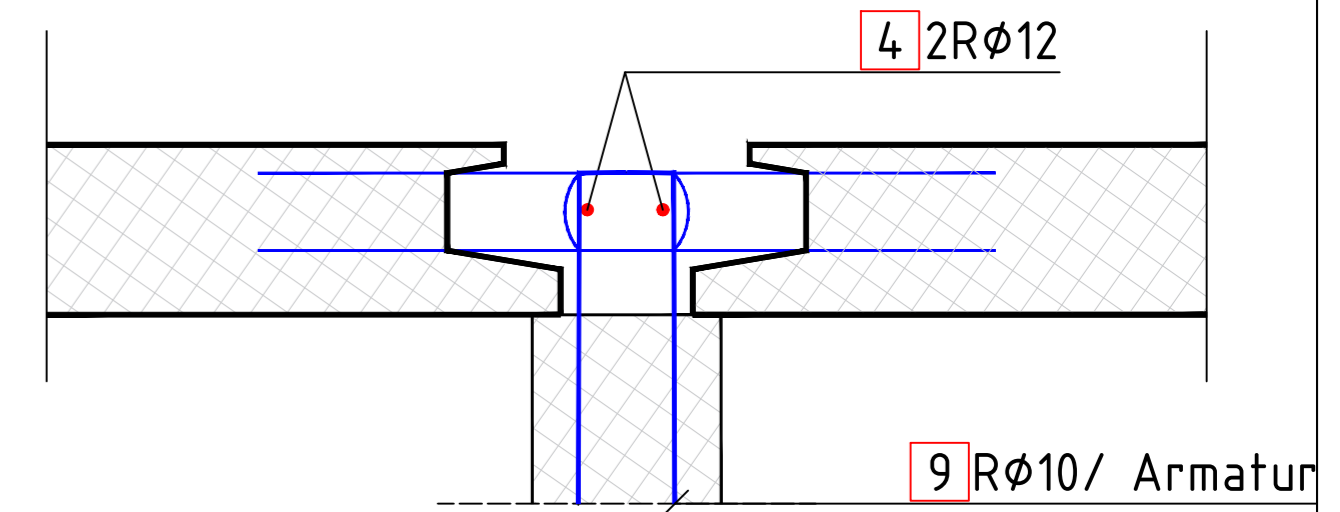
MENTOR:
 PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

KANDIDATI:
 B. SC. YLBER KRASNIQI

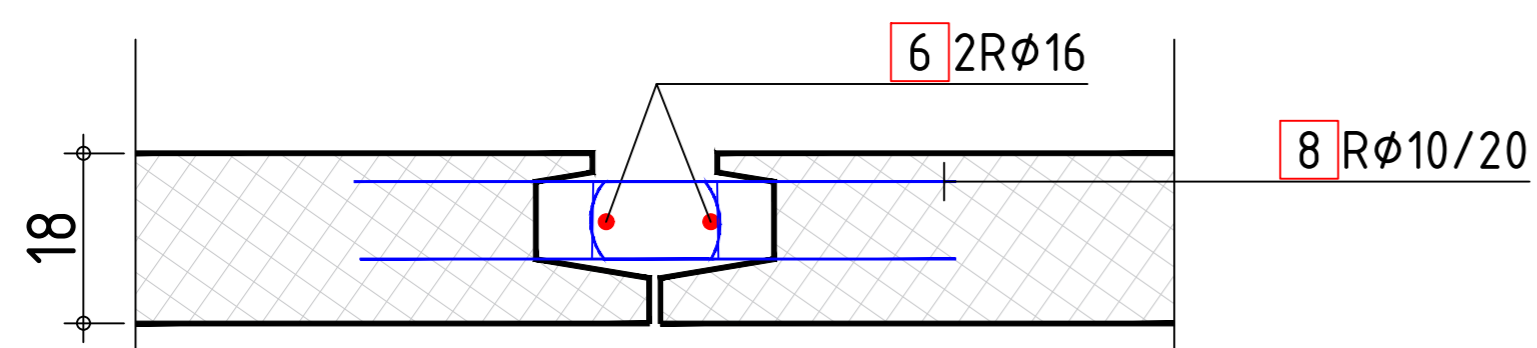
PERPJESA E VIZATIMIT: NUMRI I FLETES
 P : 1/50 /25 24



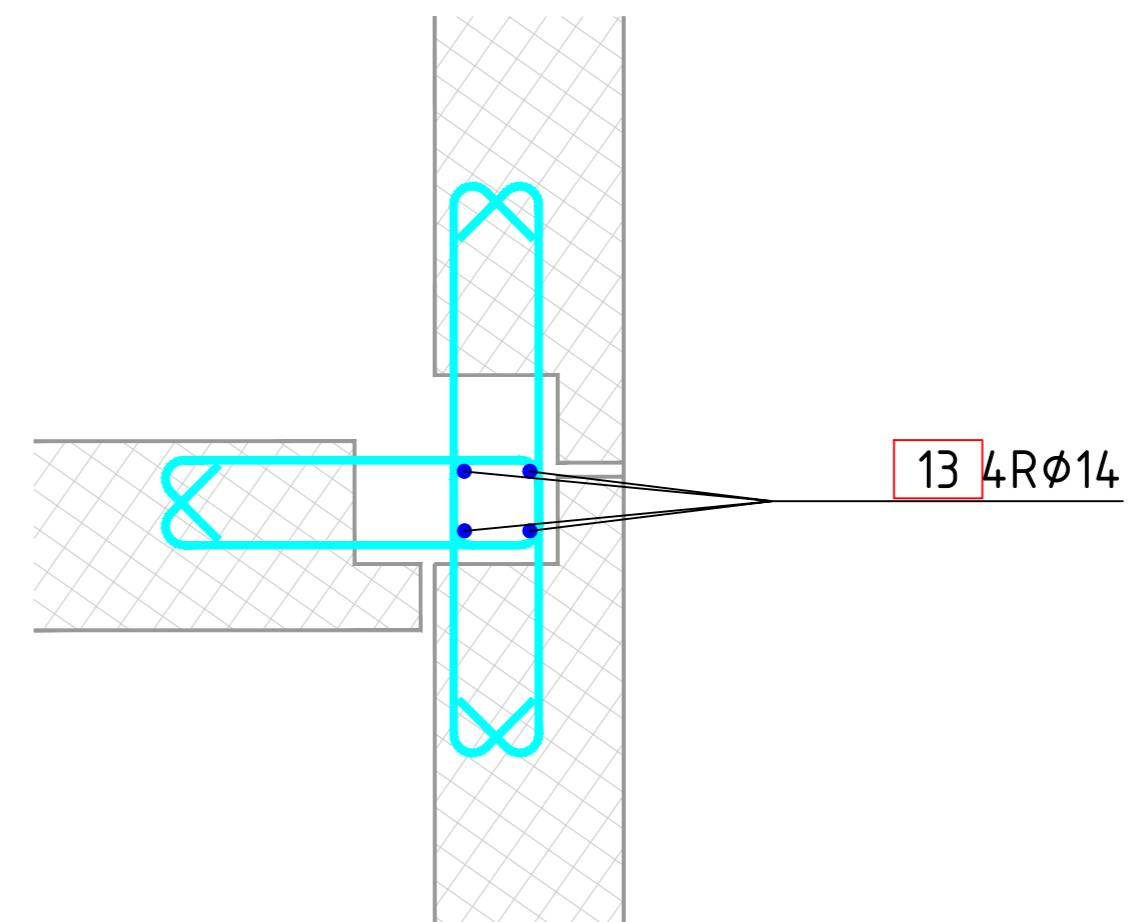
PERFORCIMI I TE GJITHA HAPJEVE NE MURE ME NGA
3x2Ø12



LIDHJA E MURIT ME PLLAKEN



LIDHJA E PLLAKES ME PLLAKEN NE DREJTIMIN
HORIZONTAL NE PJESEN E FUGES



LIDHJA VERTIKALE NE MES TE MUREVE

LEGJENDA

BETONI:

- Muret - C35/45
- Pllakat - C35/45
- Shkallët - C35/45

ARMATURA: B500B (fyk>500 MPa)

SHTRESA MBROJTESE

- Themele - Co=5cm
- Mure dhe Pllaka Co=3cm



FAKULTETI I NDERTIMTARISË DHE
ARKITEKTURËS
DEPARTAMENTI I NDERTIMTARISË

PUNIM DIPLOME:
DIMENSIONIMI I OBJEKTIT B+P+6 SISTEM I PARAPERGATITUR

FAZA E PUNIMIT: DETAJET E LIDHJEVE
PLANET E ARMIMIT

MENTOR:
PROF. ASS. DR. KADRI MORINA

KANDIDATI:
B. SC. YLBER KRASNIQI

PERPJESA E VIZATIMIT: NUMRI I FLETES
P : 1/50 /25 25