



REPUBLIKA E SHQIPËRISË
BASHKIA LEZHË

Emërtimi i Projektit :

**"HARTIMI I PROJEKTIT TË NDËRHJRJEVE REHABILITUESE / PËRSHTATËSE,
TË NEVOJSHME PËR RIKTHIMIN E STRUKTURËS SË OBJEKTEVE QË JANË
KLASIFIKUAR SI OBJEKTE ME DËMTIME TË MËDHA STRUKTUREORE OSE
DËME TË RËNDA JO STRUKTUREORE, NË BASHKINË LEZHË"**

Adresa: BASHKIA LEZHE

Autoriteti Kontraktor :

Bashkia LEZHË

Kontraktori :

NG STRUCTURES" Sh.p.k & "ARENA MK" Sh.p.k

Investitor :

Bashkia LEZHË

Projektues :

NG STRUCTURES" Sh.p.k & "ARENA MK" Sh.p.k

Nëntor 2020

ABSTRAKT

Studimi dhe raporti ne vijim ka per qellim te perfaqesoje **Aktekspertizen e Thelluar** sipas percaktimeve dhe konform Vendimit te Keshillit te Ministrave VKM Nr. 26 date 15.01.2020 "Per kryerjen e Aktekspertizes se Thelluar ne ndertesat e demtuara" nga termeti i dates 26.11.2019. Te gjitha percaktimet, analizat dhe vijueshmeria e procedures se meposhtme mbeshtet ne percaktimet e bazes ligjore sipas kesaj VKM. Ne kete analize kemi te bejme me nje objekt i cili do te studiohet nga ana strukturore me qellim vleresim e kushteve dhe gjendjes se godines kryesisht ne lidhje me performancen dhe kapacitetin sizmik. Metodologjia perfshin prova in-situ (ne terren), teste laboratorike, studim gjeologjor inxhinierik te sheshit te ndertimit dhe konsiderimin e parametrave gjeoteknike te shtresave dhe formacioneve perberese, studim sizmologjor inxhinierik te sheshit te ndertimit dhe sizmicitetin e zones, aplikim te metodave analitike. Ngarkesat sizmike jane vleresuar duke u bazuar ne metoda bashkohore si edhe konceptet e perdorura me pare. Nje kontroll i imtesishem eshte realizuar nga grupi topografik ne lidhje me kontrollin e vertikalitetit te struktures pas termetit. Ky dokument paraqet nje procedure te mire ezauruar mbi vleresim e kapacitetit sizmik te struktures me konstruksion mbajtes kryesisht murature, ne rastin e eventeve sizmike te fuqishme. Analiza qe kryhet eshte gjithë perfshirese, per ndertesën ne shkalle globale dhe per elementet e vecante ne nivel lokal me fokus ne zonat me predispozim me te larte ndaj humbjes se qendrueshmerise dhe shkaterrimit. Analiza e struktures ekzistuese kryhet nepermjet modelimit me Metoden e Elementeve te Fundem me programe te avancuara kompjuterike, metode e cila mundeson zgjidhje efektive dhe saktesi shume te larte duke perfshire sjelljen brenda dhe jashte planare te elementeve, per te arritur ne nje vleresim perfundimtar mbi mekanizmat e kolapsit lokal dhe global, si edhe performancën sizmike te struktures. Mbi bazen e rezultateve te analizës se mesiperme eshte arritur ne konkluzionet dhe rekomandimet e analizës se thelluar dhe eshte perpiluar projekti i nderhyrjes rehabilituese/ perforcuese. Projekti i nderhyrjes eshte hartuar mbi bazen e kushteve teknike ne fuqi per vendin tone si edhe atyre europiane EC - eurokodeve ne fuqi. Për te gjitha objektet qe i jane nenshtruar analizës se thelluar dhe ka patur mungese dokumentacioni teknik, eshte bere azhornimi dhe dokumentimi i plote gjeometrik dhe teknik in situ si procedure pararendese e Aktekspertizes se thelluar dhe Analizes strukturore te thelluar. Sipas matjeve dhe kqyrjeve faktike, eshte bere detajimi gjeometrik, planimetritë e objektit, planet e strukturave dhe të dimensionimeve gjeometrike të elementeve strukturale. Grupi i specializuar ka kryer marrjen e kampioneve sipas porosise se konstruktoreve dhe provat laboratorike te materialeve perberese te struktures. Bazuar ne te dhenat e mesiperme, ne rezultatet e provave laboratorike, studimin gjeologjik, studimi sizmiologjik, eshte realizuar modeli matematikor analitik me elemente te fundem i struktures si dhe projekti simulues i themeleve.



Objekti ne Studim, Pallati Mbreti Gent, Bashkia Lezhe.

PERMBAJTJA/ PASQYRA**1. AKTEKSPERTIZA E THELLUAR**

- a) Mbledhja e të gjithë dokumentacionit ligjor dhe teknik për objektin
 - i. Projekti arkitektonik
 - ii. Projekti konstruktiv
 - iii. Lejet e dhëna nga autoritetet përgjegjëse
 - iv. Studimi gjeologo-inxhinierik dhe dokumentacioni topografik të objektit
 - v. Studimi sizmik
 - vi. Procesverbalet e punimeve të maskuara
 - vii. Raporti i llogaritjes së strukturës
- b) Evidentimi i ndryshimeve gjeometrike në strukturën e objektit gjatë kohës së shfrytëzimit
- c) Përditësimi gjeometrik i strukturës
- d) Mbledhja e dokumentacionit të zbatimit
- e) Katalogimi i dëmtimeve në objekt
- f) Gjykimi inxhinierik në bazë të raportit të llogaritjes së strukturës, të dokumentacionit të zbatimit dhe të shkallës së dëmtimit
- g) Konkluzionet për origjinën dhe shkallën e dëmtimit të objektit dhe përcaktimit të nivelit të dëmtimit nga aktekspertizat e mëparshme

2. ANALIZA E THELLUAR

- a) Studimi i dokumentacionit gjeometrik dhe teknik të objektit pa dokumentacion teknik
- b) Studimi i strukturave sipas përcaktimeve të SSH EN 1998-3:2005:
 - i. Studimi gjeometrik
 - ii. Studimi i materialit
 - iii. Studimi i detajimeve
- c) Studimi i strukturave, që do të shoqërohet me kryerjen e testeve, me shkatërrim dhe pa shkatërrim, sipas përcaktimeve të dhëna në standardin shqiptar SSH EN 1998-3:2005, ose specifikimeve teknike dhe/ose standarde të tjera të barasvlefshme me të
- d) Studimi Gjeologo inxhinierik
- e) Studimi Inxhiniero Sizmologjik
- f) Projekti stimulues bazuar në kushtet në fuqi
- g) Evidentimi dhe katalogimi i dëmtimeve
- h) Analiza lineare, sipas përcaktimeve të dhëna në standardin shqiptar SSH EN 1998-3:2005, ose specifikimeve teknike dhe/ose standarde të tjera të barasvlefshme me të, të përshtatshme për tipin e strukturës. Ngarkimi sizmik të bëhet sipas procedurës së përcaktuar në standardin shqiptar SSH EN 1998-3:2005 ose specifikimeve teknike dhe/ose standarde të tjera të barasvlefshme
- i) Analiza Jo lineare sipas përcaktimeve të dhëna në standardin shqiptar SSH EN 1998, për tipin e strukturës
- j) Konkluzioni për performancën e godinës, sipas metodologjisë bazuar në standardin shqiptar për sizmicitetin dhe ngarkimin sizmik, sipas kushteve teknike dhe procedurave, sipas përcaktimeve në specifikimet teknike dhe/ose standarde të tjera të barasvlefshme me standardin shqiptar për sizmicitetin
- k) Rekomandime për ndërhyrjet strukturale të nevojshme për kthim të strukturës konform kushteve teknike dhe përshtatjen sipas standardeve shqiptare ose specifikimeve teknike dhe/ose standarde të tjera të barasvlefshme
- l) Projekti i ndërhyrjeve rehabilituese/perforcuese, Detajet, Metodologjia, Preventivi

VLERËSIMI I GJENDJES AKTUALE TË STRUKTURES

Hyrje dhe Parimet e Pergjithshme

Metodologjia e pergjithshme sipas rekomandimeve te shprehura ne Eurokodin 8/3, dokumentet FEMA dhe ATC bazohet mbi keto etapa:

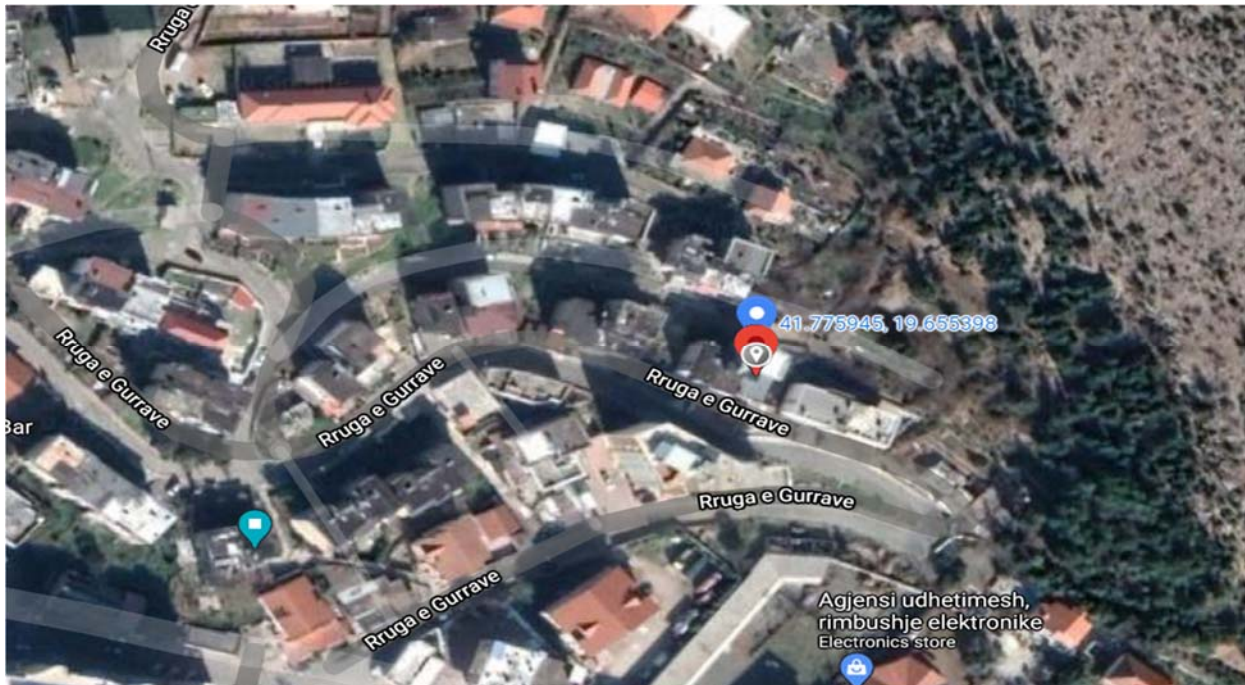
- Mbledhja e te dhenave ekzistuese per strukturen, historiku, praktika e ndertimit dhe projektimit ne kohen kur eshte projektuar dhe realizuar objekti, tipologjia, klasifikimi, vleresimi paraprak si edhe mbledhja e të dhënave mbi kriteret e projektimit sizmik të ndërtesës (në kohën e projektimit të saj);
- Identifikimi i te dhenave geometrike karakteristike per strukturen dhe detajet perkatese (lloji dhe tippologjia e elementeve strukturore, permasat karakteristike te elementeve te ndryshem konstruktiv, themelet, elementet vertikale, soletat, traret, arkitraret, koloncinat, brezat si edhe armimi i tyre, armatura gjatesore dhe ajo terthore).
- Identifikimi i karakteristikave te materialeve, nepermjet provave laboratorike, analizes se materialeve, etj.
- Mbledhja e të dhënave mbi dëmtimet strukturore të tanishme ose të mëparshme (nëse ka), duke përfshirë riparimet e mundshme që janë kryer në kohë, historiku, gjendja aktuale
- Rivlerësimi i ngarkesave të ushtruara në rastet kur ndërtesa shërben për qëllime të ndryshme nga ato të parashikuara në kohën e projektimit duke konsideruar edhe klasën e rëndësisë se ndërteses. Vecanerisht jane vleresuar objektet me nderhyrje ne katet perdhe, dhe ndryshimi i detsinacionit nga banim ne sherbime etj.
- Vleresimi strukturor nepermjet analizave lineare sipas kriterëve te Eurokodeve
- Vleresimi strukturor nepermjet analizave jolineare (perfshire edhe vleresimin e tabanit/themeleve nese eshte e nevojshme)
- Vleresimi i kapacitetit te elementeve strukturor
- Projekti i nderhyrjeve rehabilituese dhe perforcuese
- Vleresime tekniko-ekonomike
- Perfundime dhe rekomandime

Parimet e pergjitshme

Nevoja për riaftësim strukturor

Arsyet kryesore të kryerjes së vlerësimit strukturor të ndërtesave ekzistuese janë:

- jetëgjatësia e projektimit të ndërtesave (mosha e tyre)
- vlerësimet e sotme të rrezikut sizmik;
- ndryshimet në kodet e projektimit nga koha e ndërtimit deri sot;
- dëmtimet e ndryshme që kanë pësuar ndërtesat ndër vite.
- nderhyrjet arkitektonike te planifikuara



Vendodhja e Objektivit

Objekti ndodhet ne rrugen e "Gurrave", "Bashkia LEZHE" gjeresi dhe gjatesi gjeografike 41. 775945 N dhe 19. 655398 E sikurse tregohet edhe ne pamjet e mesiperme.

Jetëgjatësia e projektimit të ndërtesave (mosha e tyre)

Ndërtesat që janë objekt i këtij vlerësimi janë relativisht të vjetra. Nëse mbajmë parasysh kërkesat e kushteve të vjetra të projektimit, apo edhe ato të kushteve të sotme, jetëgjatësia e projektimit të ndërtesave me përdorim të gjerë nga publiku është 50 deri në 100 vite. Kjo jetëgjatësi përcaktohet si një periudhë kohore gjatë së cilës struktura është e aftë të kryejë funksionin e saj pa pasur nevojë për ndërhyrje strukturore të rëndësishme. Ndërtesa objekt i këtij studimi është pak më shumë se 50 vite, prandaj lind nevoja për vlerësim strukturor të saj për të gjykuar nëse është e nevojshme të kryhen ndërhyrje për zgjatjen e kohës së përdorimit deri në ndërhyrjet e ardhshme strukturore.

Vlerësimet e sotme të rrezikut sizmik

Harta e parë sizmike e Shqipërisë është përpiluar rreth viteve 1952. Që nga viti 1952, për shkak të pasurimit të vazhdueshëm me të dhëna, rreziku sizmik është vlerësuar gjithmonë në rritje. Këtu ka rëndësi të përmendet fakti që për ndërtesat që janë ndërtuar përpara vitit 1979, kushtet teknike kanë qenë të vjetra, por edhe harta e rajonizimit sizmik ka pasur vlera të ulëta të intensiteteve sizmike të tërmeteve të pritshëm. Punime të viteve të fundit (si p.sh. ai i UNDP Albania dhe ai i Akademisë së Shkencave të Shqipërisë) tregojnë për rritje të mëtejshme të vlerave që përfaqësojnë rrezikun sizmik. Në mënyrë të përafërt, botimet e sotme e vlerësojnë rreth (0.25 - 0.278 * g) nxitimin referencë në truall të fortë në Lezhe për një periode kthimi 475 vite.

Duke u nisur nga ky fakt pallati Mbreti Gent, Lezhe ka nevojë për vlerësim strukturor.

Ndryshimet në kodet e projektimit

Në fushën e inxhinierisë civile dhe asaj të tërmeteve janë bërë zhvillime shumë të mëdha, që nga koha kur ndërtesat ekzistuese janë projektuar dhe zbatuar. Kushtet Teknike të Projektimit në fuqi në vendin tonë (KTP-78 dhe KTP-N.2-89) datojnë që prej vitit 1978, pra ato janë tashmë 42 dhe 31 vjeçare. Megjithëse përmirësimi i fundit i KTP-78 i bërë në vitin 1989 (KTP-N.2-89) është një kod projektimi që pasqyron mirë kërkesat e kohës së tij, ai qëndron relativisht larg në shumë prej kërkesave bashkëkohore të projektimit sizmik. Rregullat që përmban KTP-N.2-89 janë më shtrënguese se ato të kushteve teknike të mëparshme, por Eurokodet strukturore, procesi për adoptimin e të cilëve ka nisur tashmë edhe për vendin tonë, shprehin kërkesa akoma më të mëdha për ndërtesat.

Në këto kushte, arrihet në përfundimin se ndërtesat që janë projektuar me kushte teknike që ofrojnë një siguri të kufizuar në krahasim me kushtet teknike në fuqi, e akoma më të reduktuar në krahasim me kërkesat bashkëkohore (p.sh. ato të Eurokodeve Strukturore) duhet detyrimisht ti nënshtrohen rivlerësimit strukturor.

Duke u nisur nga ky fakt pallati Mbreti Gent, Lezhe ka nevojë për vlerësim strukturor.

Dëmtimet që kanë pësuar ndërtesat

Në ndërtesat ekzistuese vihen re dëmtime të ndryshme të zhvilluara ndër vite. Ato mund të kenë ndodhur nga tërmetet e mëparshëm, nga cedimi i themeleve, nga dëmtimet e ndryshme nga përdorimi etj. Për të saktësuar ndikimin e këtyre dëmtimeve në kapacitet dhe në reagimin e strukturave në situatë sizmike është i nevojshëm vlerësimi strukturor i këtyre ndërtesave.

Duke u nisur nga ky fakt pallati Mbreti Gent, Lezhe ka nevojë për vlerësim strukturor.

Të dhëna, studime dhe prova laboratorike

Me qëllim kryerjen e një vlerësimi strukturor dhe dhënien e rekomandimeve për ndërhyrje të mundshme strukturore në ndërtesat ekzistuese nevojitet të mblidhen të dhënat e mëposhtme:

- **gjeometria dhe hollësitë strukturore;**

Gjeometria dhe hollësitë strukturore duhet të merren nga një kombinim midis të dhënave të paraqitura në projektet origjinale dhe vizitave në vend që do shërbejnë për verifikimin e përputhshmërisë me projektet origjinale. Për të gjitha ndërtesat, nevojitet të bëhen vizitime të sakta të gjendjes ekzistuese, të cilat evidentojnë ndryshimet e mundshme që mund të jenë bërë gjatë zbatimit dhe gjatë periudhës së gjatë të përdorimit të ndërtesave. **Vizitime dhe të dhëna nga projektet origjinale nuk janë gjetur. Jetgjatesia e ndërtesës ka ndikuar në humbjen e këtyre projekteve. Në këto kushte Rilevimi i Plotë i gjendjes ekzistuese është detyrë e Konsulentit dhe duhet të paraqitet në fletë të vecanta në projektin struktural.**

- **të dhënat mbi materialet;**

Në kuader të kesaj aktekspertize të thelluar, janë kryer prova të detajuara laboratorike mbi materialet (nuk kemi një dosje të zbatimit). Konsulenti do të kryejë vetëm prova shtese gjatë fillimit të punimeve (nese i shikon të arsyeshme). Grupi i specializuar për testet laboratorike, ka zbatuar një program të detajuar dhe një plan të qarte provash, konform Kushteve teknike në fuqi, EC. Hartimi i planit të provave dhe sigurimi i tyre është detyrë e Konsulentit. Realizimi i provave është ndjekur ngushtë nga konsulenti, në të gjithë procedurën e realizimit të tyre në ndërtesë. Pozicionet e marrjes së kampioneve të provave janë evidentuar qartë neper planimetri dhe altimetri, në çdo kat si edhe në fasaden e objektit në katin perdhe. Rezultatet e provave janë evidentuar dhe pasqyruar qartë në një raport të detajuar të perpiluar nga laboratorit i specializuar dhe i licensuar.

- **të dhënat gjeologo-inxhinierike, hidrologjike dhe sizmike;**

Këto të dhëna duhet të ballafaqohen me studimet e vjetra (nëse ato gjenden) dhe të vihen në pah ndryshimet e mundshme në studimet e kryera në kohë të ndryshme. Nga kerkimet e kryera nuk janë gjetur të dhëna për prova të mëparshme gjeologjike apo studime të mirefillta sizmike. Në këto kushte, nga ana e konsulentit fillimisht nevojitet të përpilohet një plan provash laboratorike për përcaktimin e parametrave gjeoteknikë të nevojshëm për verifikimet strukturore. Veçanërisht në rastet kur ka cedim të themeleve, plani i provave gjeologo-inxhinierike duhet të jetë i zgjeruar. Nisur nga rëndësia e këtyre ndërtesave, nevojitet gjithashtu një studim sizmik ose vërtetim për kushtet sizmike të vendit ku ato janë ndërtuar.

Ne rastin tone kemi shfrytëzuar studime gjeologjike dhe studime sizmike, që janë kryer në kuader të kesaj ekspertize të thelluar, jo vetëm pranë sheshit të ndërtimit por edhe në zone, pasi në shumë raste ndërtesat e demtuara ndodhen pranë njera tjetres. Pozicionet dhe thellesia e shpimeve gjeoteknike (boreholes) është përcaktuar në një detyrë të qartë të projektimit nga konsulenti dhe është zbatuar me përpikëri nga skuadra gjeologjike e angazhuar pranë sheshit të ndërtimit. Bazuar në këtë studim gjeologjik si edhe në matjet e shpejtesive të valeve në formacionet përberëse, është përpiluar studimi sizmik për çdo objekt që i është nënshtruar aktekspertizës së thelluar.

- **inspektimi i gjendjes ekzistuese;**

Përpara fillimit të vlerësimit të plotë strukturor, Konsulenti ka hartuar një material teknik paraprak të bazuar në disa vizita dhe inspektime në vend. Këto vizita/inspektime kanë për qëllim evidentimin e mangësive të mundshme strukturore, deformimeve, çarjeve, demtimeve në përgjithësi apo problemeve të tjera që mund të vëzhgohen në mënyrë të drejtpërdrejtë. Mbi këto baze realizohet katalogimi i plote dhe i detajuar i demtimeve, ilustruar me foto dhe përshkrimin e demtimeve si dhe analizen e natyrës dhe shkakut të çdo rasti.

- **Historia e demtimeve nga tërmete të shkuar;**

Të dhënat lidhur me demtimet që kanë pësuar ndërtesat në ngjarje sizmike të ndodhura në të shkuarën dhe riparimet që mund të jenë bërë duhet të mblidhen dhe të analizohen për të gjykuar mbi historinë e reagimit sizmik të këtyre strukturave.

Konsulenti duhet të plotësojë mbledhjen e të dhënave për të arritur njohje të nivelit KL3 (njohje e plotë sipas EN 1998-3). Vetëm në rast se kjo nuk është e mundur (për shkak të mungesës së plotë të të dhënave), do lejohet një nivel njohjeje më i ulët i strukturës, shoqëruar me argumentet përkatëse në raportin strukturor.

Si domosdoshmeri për realizimin e kesaj akti ekspertize të thelluar, janë kërkuar materialet teknike ekzistuese të ndërtesës, si Projekti Arkitektonik, Projekti Konstruktiv, Lejet e dhëna nga Autoritetet Përgjegjëse, Studimi gjeologo-inxhinierik, Studimi sizmik, dokumentacioni topografik të objektit, Procesverbalet e punimeve të maskuara, Raporti i llogaritjes së strukturës, etj., dokumentacione këto ndihmese dhe plotesuese në funksion të aktit të ekspertizës.

Nga kerkimi pranë arkives qendrore të ndërtimit, nuk kemi gjetur asnjë material teknik si me sipër në lidhje me objektin, as projekte të ndërtesave të ngjashme për nga forma e objektit, që do të nënshtrohet Aktekspertizës së thelluar. Kjo ndërtesë është projektuar dhe realizuar në fillimet e viteve 70, dhe praktika e projektimit dhe zbatimit në atë kohë nuk i përmbante një pjesë të materialeve të mesiperme. Në këto kushte, për qëllimet e mesiperme janë realizuar matje faktike të detajuara në ndërtesë, në të gjitha katet dhe në çdo apartament. Kështu si pararendese e punës janë përpiluar planimetritë e detajuara të ndërtesës në fjalë. Matjet e bera dhe planimetritë e përpiluara janë kontrolluar dhe janë rakorduar edhe me matjet topografike të realizuara gjithashtu në kuader të kesaj

aktekspertize. Duke krahasuar planimetritë e kateve të ndryshme dhe duke konsideruar ndertësen me kate tip, ku ndryshon vetëm trashësia e mureve strukturore është gjykuar në lidhje me ndryshimet e mundshme gjeometrike të realizuara në ndertëse gjatë shfrytëzimit të saj, vecanërisht pas viteve '90. Të tilla ndryshime janë evidentuar kryesisht në katin përdehe ku janë hapur disa mure në formën e dyerve apo të zgjerimit të hapësirave për shkak të ambjentëve të shërbimit.

Një punë e vëmendshme është bërë në evidentimin e ndryshimeve gjeometrike në strukturën e objektit ekzistues, gjatë kohës së shfrytëzimit të tij. Nderhyrje janë evidentuar në zgjerimin e disa dyerve, kthimin e disa dritareve në dyer verande, mbushjen me materiale inerte e llac të kangjellave të parapeteve, vendosjen e strehave mbi dritare, vendosjen e kangjellave metalike nëper dritare, mbylljen pjesërisht apo plotësisht të ballkoneve apo lozhave me tulla, me durale, vendosjen e kondicionereve në fasade, hapjen e brimave të ndryshme në murature si edhe nderhyrje të tjera të cilat kanë dëmtuar dhe amortizuar dhe dobësuar strukturën e muratures.

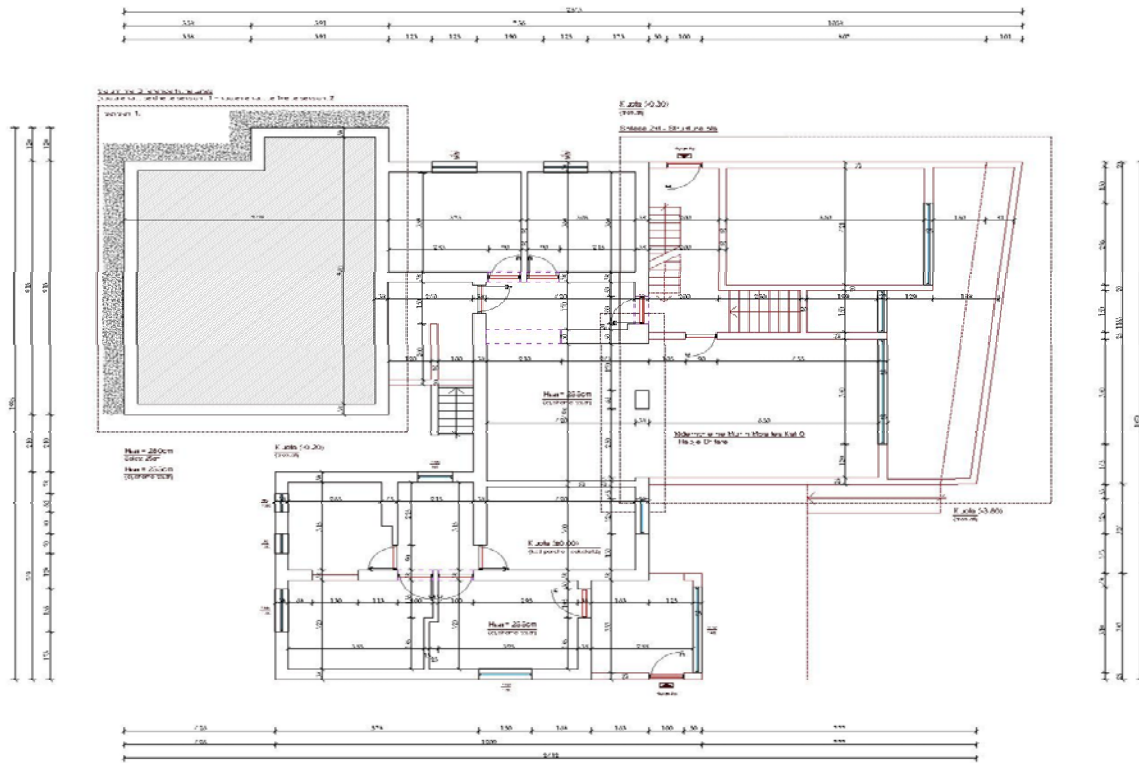
Në vijim është kryer përditesimi gjeometrik i strukturës duke marrë në konsideratë të gjitha ndryshimet e bera gjatë shfrytëzimit të objektit. Nuk janë gjetur dhe nuk ekzistojnë dokumentacione të zbatimit të objektit, për shkak të legjislativës së kohës, kapaciteteve të dokumentimit, nuk ka fare dokumentim fotografik, dhe as procesverbale. Ndertimi i strukturës i është nënshtruar KTZ (Kusht Teknik Zbatimi) përkatëse, të cilave iu jemi referuar edhe ne. Në këtë kuadër mund të themi se nuk janë evidentuar materiale të zbatimit të strukturës.

Katalogimi i dëmtimeve në objekt është bërë duke bërë vlerësimin e çdo dëmtimi, arsyt dhe shkaqet e lindjes së tij, duke vlerësuar faktin nëse këto dëmtime kanë qenë ekzistuese në ndertëse, nga termëti të mëparshme që mund të ketë përjetuar ndertësa apo janë shkaktuar nga termëti i fundit nëntor 2019 dhe pasgoditjet e tij. Në përfundim të kësaj faze, kemi kristalizuar dhe kemi dhënë gjykimin inxhinierik në bazë të fakteve të grumbulluara, vezhgimit të detajuar dhe të shkallës së dëmtimit. Ky gjykim është shoqëruar me konkluzionet për origjinën dhe shkallën e dëmtimit të objektit dhe përcaktimit të nivelit të dëmtimit nga aktet e konstatimit paraprak apo aktekspertizat e mëparshme, nëse ka patur të tilla. Në vijim tregohet projekti arkitektonik dhe ai strukturor të modeluara sipas matjeve faktike në vend.

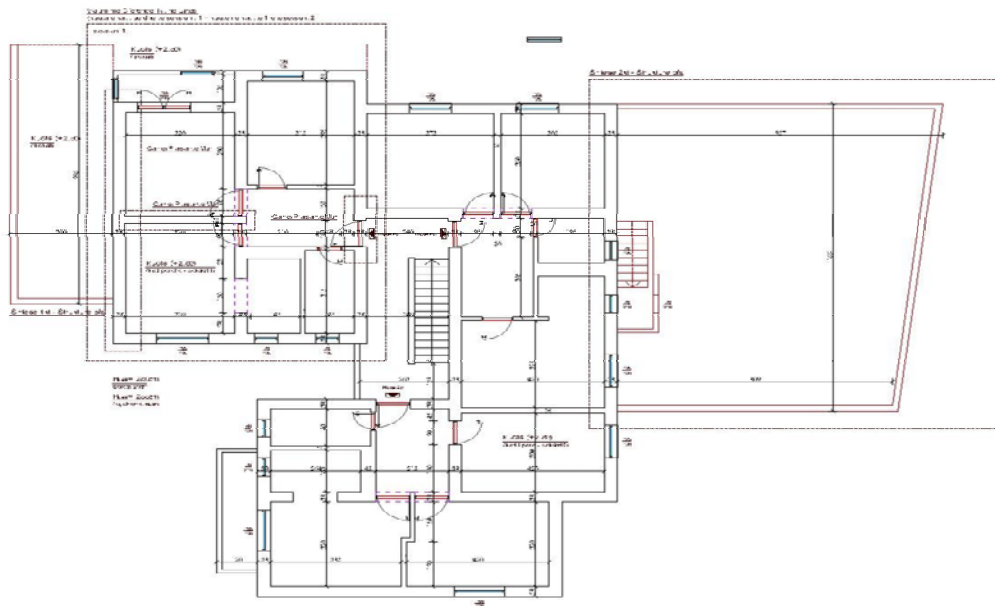
a) Dokumentacioni Gjeometrik dhe Teknik i Strukturës së Objektit

Objekti "PALLATI MBRETI GENT" përfaqëson një objekt me 5 kate mbi tokë me diferencë kuotash, i pa rregullt në vertikalisht dhe në plan. Objekti ka një shkallë në pjesën qendrore me nga 3 apartamente në kat, me sipërfaqe rreth 350 m² për kat dhe me lartësi kati 2.8 m. Kohëve të fundit objektit I është bërë një shtesë në pjesën lindore të tij për 2 katet e para. Destinacioni kryesor është ai i banimit në të 5 katet e tij.

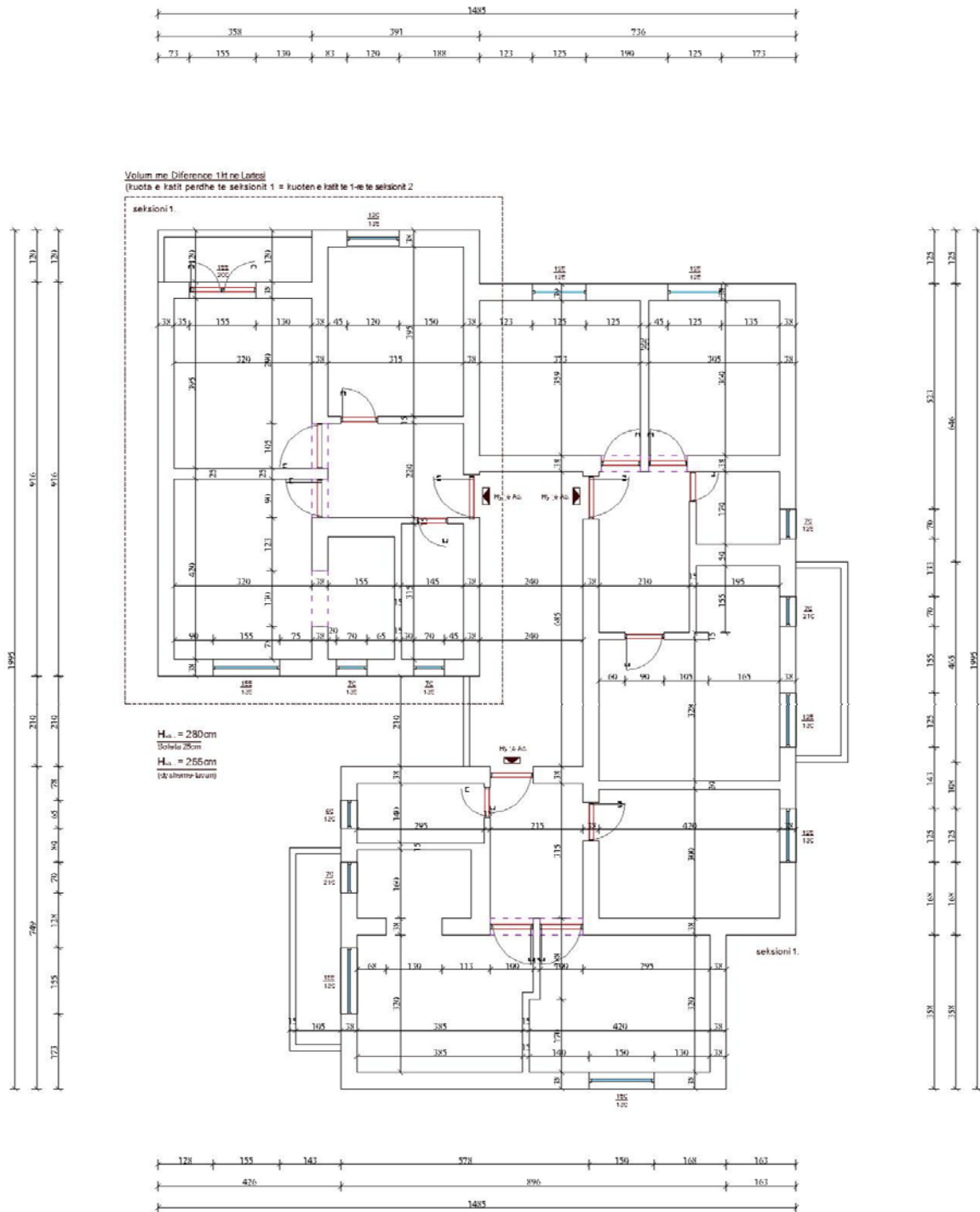
- *Planimetria e katit per dhe*



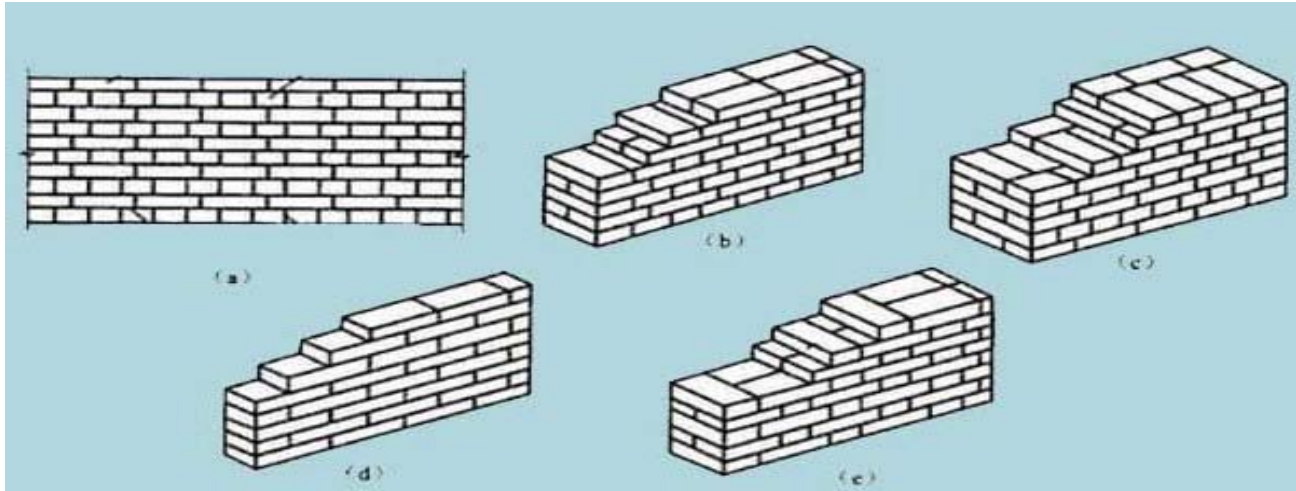
- *Planimetria e katit te pare .*



- *Planimetria e katit Tip.*

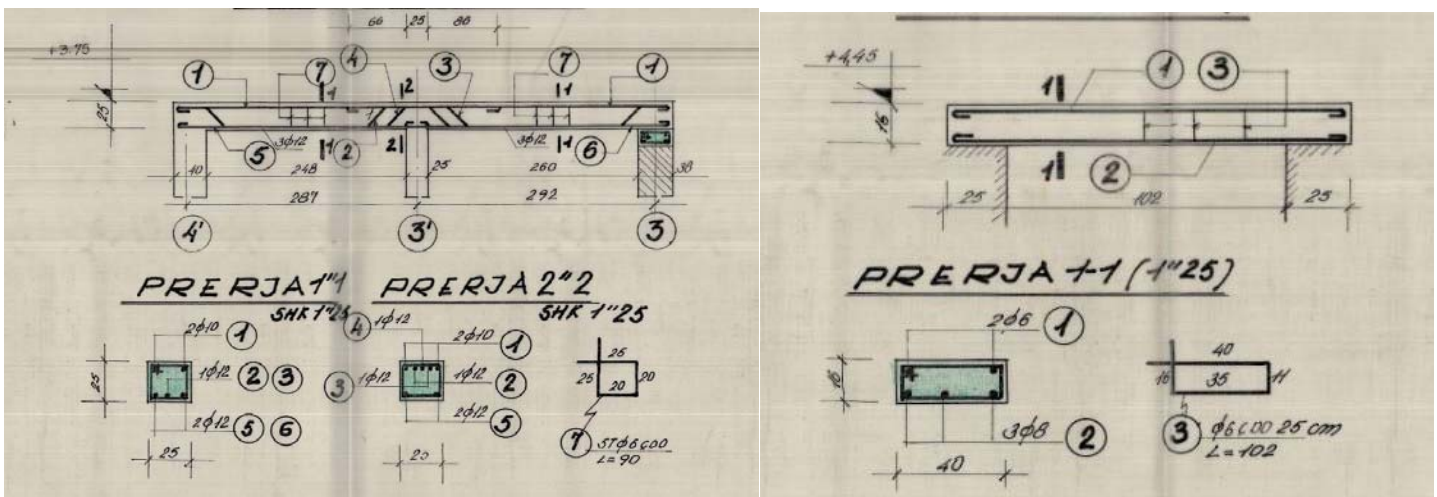


Muratura mbajtëse: është realizuar me tulla të bardha silikate kryesisht me gjeresi 38 cm në katin përde, në katin e parë, dhe në katin e dytë dhe me gjeresi 25 cm katin e tretë dhe katin katërt të ndërtesës. Muratura është e pa armuar. Sikurse ka rezultuar edhe nga provat laboratorike, por edhe nga vëzhgimi i hollësisht në terren, rezistenca e llacit është shumë e dobët dhe jo konform standarteve të referuara me sipër. Llaci i muratës dhe i suvase janë pothuajse të njëjta klase. Muratura është realizuar sipas detajeve të mëposhtme në figurat a, b, c, d dhe e sikurse tregohen në figurën e mëposhtme.

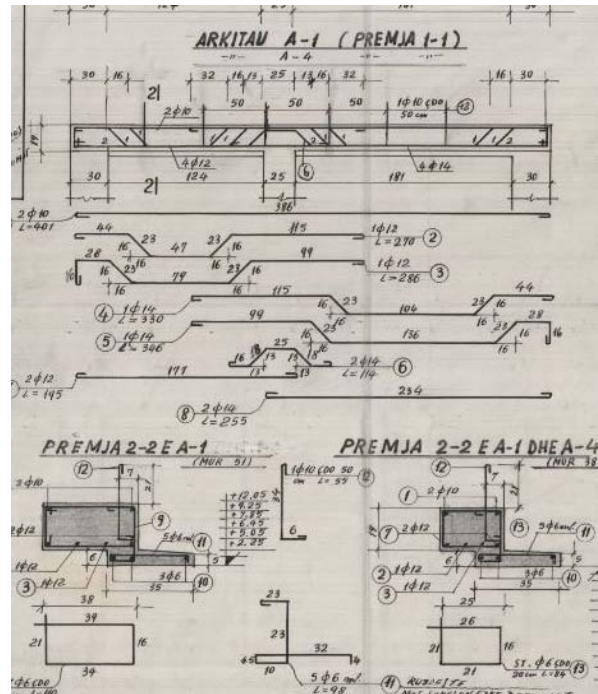
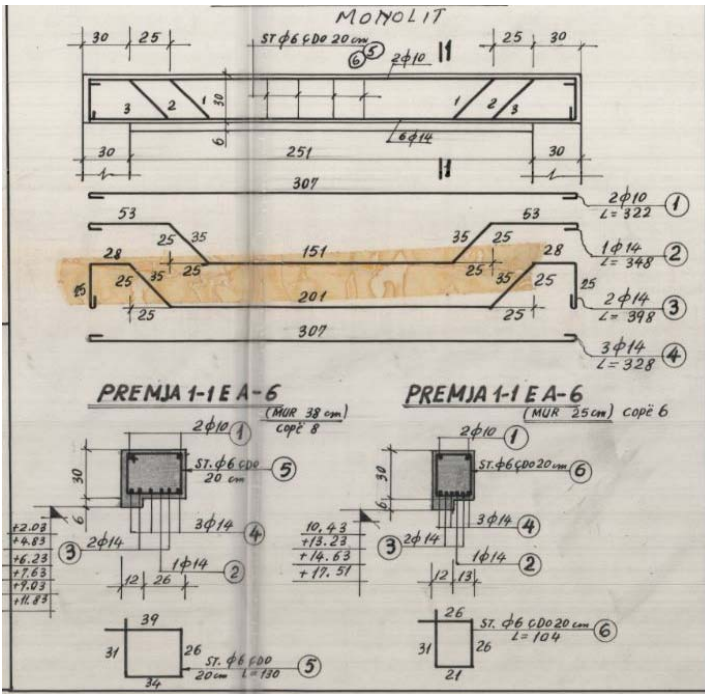


Muratura ndarese është realizuar gjithashtu me tulla të bardha silikate të plota (mbajtëse) dhe me tulla të kuqe me bira (vetëmbajtëse) me gjeresi 15, 20 dhe 25 cm. Muratura ndarese apo vetë mbajtëse nuk ka breza përforcuese në mes të lartësive, duke e dobësuar punën e saj si panel “rrigidues” si në plan “in plane” ashtu edhe jashtë planit “out of plane”. Këta elemente, shërbejnë jo vetëm për ndarjen e ambienteve, por edhe për rrigjimin e mureve mbajtëse perpendikulare me to. Në planimetri evidentohen qarte 2 llojet e mesiperme të muratës.

Traret shërbejnë për mbështetjen e soletave dhe për lidhjen e muratës mbajtëse. Traret kanë prerje tërthore drejtkëndëshe me permasa të ndryshme, si p.sh.: $b \times h = 25 \times 25$ cm, $b \times h = 40 \times 20$ cm, $b \times h = 40 \times 15$ cm, etj. Traret në shumicën e rasteve paraqiten në formë brezash petashuqe dhe në mënyrë të përbledhur llojet e ndryshme paraqiten si mëposhtë:



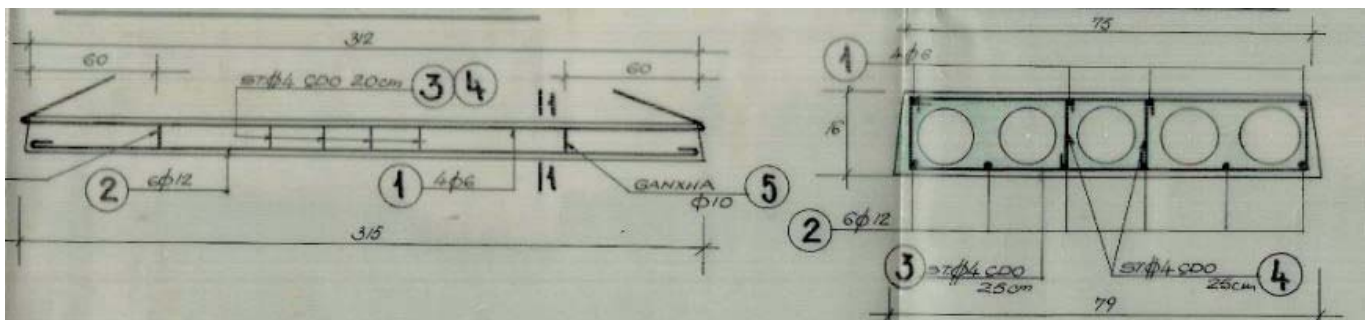
Arkitraret e Dyerve dhe Dritareve



Arkitraret e kesaj ndertese, ne pergjithesi jane tipike per dyert dhe dritaret dhe jane te realizuara prej beton armeje, te derdhura ne vend. Arkitraret variojne ne seksione pergjithesisht te njejta me gjeresi sipas gjereseve te mureve ku ata mbeshteten, si 38 cm ose 25 cm dhe lartesi 19 cm. Armohen ne menyre gjatesore me armature celiku te lemuar (te pa viaskuar) me diameter 10 mm ose 12 mm dhe me ganxha.

Soletat ose elementet sipërfaqesore horizontale, jane realizuar prej beton arme, te parapregatitura dhe qe ne praktike jane emertuar soleta tip SAP (SAP – Sersa Armatura Provizore). Soletat kane lartesi te ndryshme ne funksion te hapësirave drite qe ato mbulojne, jane te mbeshtetura ne nje drejtim, (te quajtura edhe soleta tip tra), dhe kane trashesi, qe varion nga 15 - 20 cm dhe me gjeresi 0.40 m deri 0.72 m. Disa detajime te prerjeve terthore te ketyre soletave, te vecuara nga Albumi i Hollësive Ndertimore te Godinave Civile, te verifikuara ne vend ne objekt, paraqiten si me poshte:

Detajime te Soletave te parapregatitura tip SAP me 5 bira dhe me lartesi 16 cm



*Japuar nga Këshilli Teknik i
Ministrit Ndertimit datë 26-XI-71 N° 19*

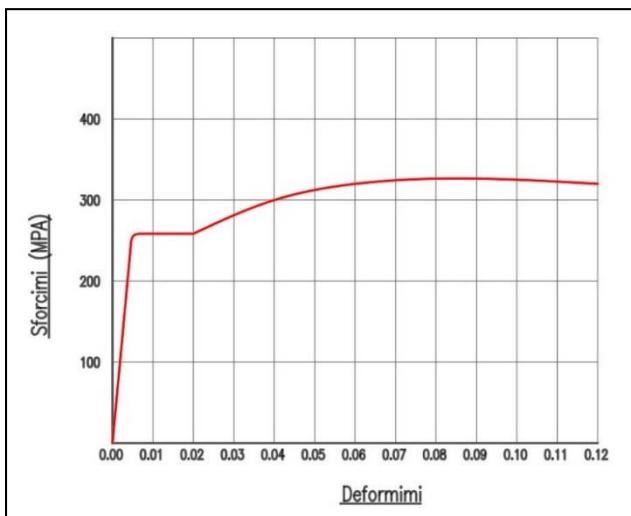
*V.O. - TË GJITHA Seksionet Tip TË MËPARËSHME
ÇFUQIZOHEN DHE Ndalohej përdorimi i tyre.*

Shenim: Te gjitha detajet e mesiperme jane marre nga albumet standarte te miratuara per tu perdorur nga ministria e ndertimit, Albumi i Hollesive Ndertimore per Ndertesa Civile dhe Ndertesa Banimi duke patur si orientim vitin e projektimit dhe realizimit te godines, seksionet tip te elementeve strukturore te miratuara sipas periudhave te ndryshme si dhe pasi jane verifikuar ne terren.

ii. Studimi i Materialit Perberese

Materialet, që janë përdorur për strukturën (betoni dhe çeliku) duhet të plotësojnë të gjitha kriteret e parashikuara në KTP si dhe ato të parashikuara në Eurocode.

I. Çeliku



-Diagrama sforcim-deformim e çelikut Ç-3

Çeliku i armimit i përdorur, ne elementet beton arme eshte i lemuar, i terhequr ne te ftohte dhe me diametra relativisht te vegjel. Vihet re përdorimi i diametrave F_i 6 mm per stafat. Ky celik nuk gezon veti të mira si në rezistencë ashtu edhe në deformueshmëri (duktilitet) per te permbushur kriteret e performances sizmike. Duke iu referuar praktikës se projektimit dhe zbatimit te kohes, për armaturën e hekurit eshte përdorur celik i tipit Ç-3 dhe ST-3, me vecori dhe parametra fiziko mekanike si me poshte:

Çelik Ç-3, $f_{ys} = 25\ 000\ \text{kN/m}^2$, $f_{us} = 32\ 000\ \text{kN/m}^2$, $E = 21\ 000\ 000\ \text{kN/m}^2$, $\gamma_s = 1.15$, $\epsilon_{sy} = 0.25\%$, $\epsilon_{su} \geq 0.10\%$

Armatura e Zakonshme

Klasa e Celikut te Zakonshem	Ç-3
Rezistenca Karakteristike e Rrjedhshmerise	$f_{yk} = 250\ \text{MPa}$
Rezistenca Karakteristike e Shkaterrimit	$f_{tk} = 320\ \text{MPa}$
Moduli i Elasticitetit	$E_s = 210\ 000\ \text{MPa} = 210\ \text{GPa}$
Koeficienti i Sigurise Parciale te Celikut	$\gamma_s = 1,15$
Rezistenca Llogaritese e Celikut	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 215\ \text{MPa}$
Rezistenca Llogaritese e Celikut ne Prerje	$F_{ywd} = 180\ \text{MPa}$
Koeficienti i Puassonit	$\nu = 0.30$

CELIKU PER ARMIMIN E KONSTRUKSIONIT BETON ARME (STEEL FOR REBAR Ç-3)

Characteristic tensile stress $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Characteristic yield stress $f_{yk} = 250 \text{ MPa}$

Characteristic ratio tensile/yield $1.3 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$

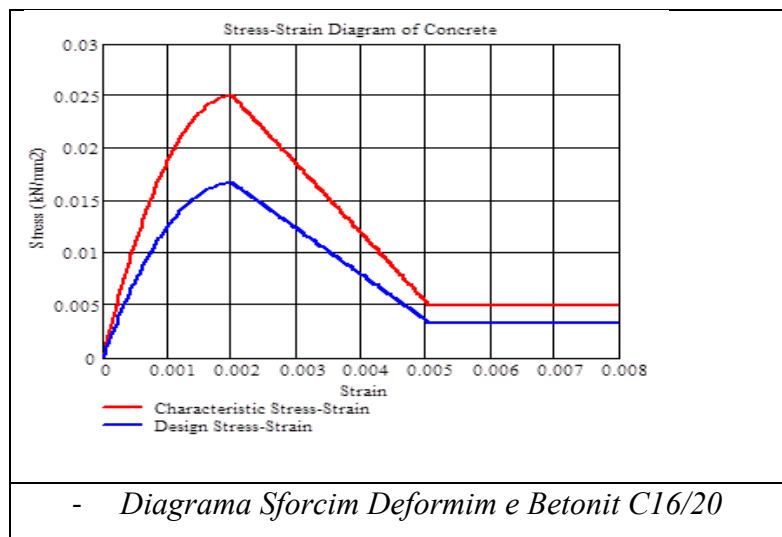
Elastic Modulus $E = 210 \text{ GPa}$, Elongation $\geq 12 \%$

II. Betoni

Ne perputhje me EC6 (EN 206-1), betoni i klasës M200 (C16/20) eshte perdorur per realizmin e soletave, themeleve me rripa te kryqezuar prej butobetoni dhe guri.

Parametrat e betonit të pa-shtrënguar (C16/20) - Beton C16/20 (M200)

$f_{ck} = 16 \text{ kN/cm}^2$, $f_{cd} = 9.06 \text{ kN/cm}^2$, $\gamma_c = 1.5$, $\epsilon_{cy} = 0.20\%$, $\epsilon_{cu} \geq 0.35\%$

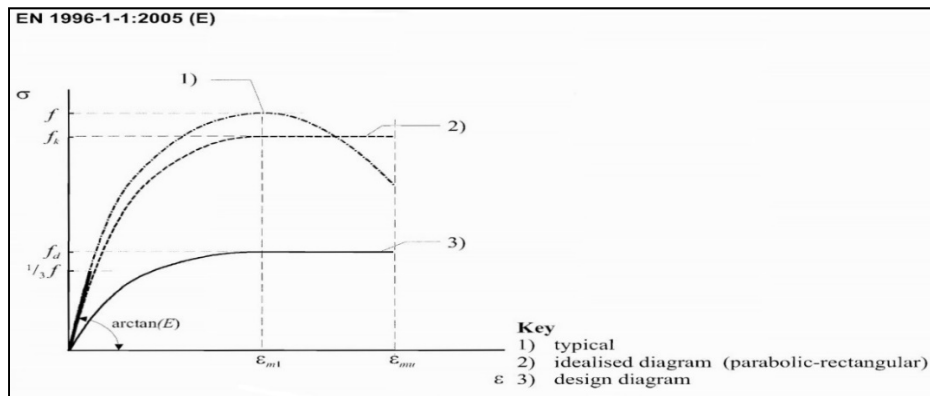


Parametrat e betonit të pa-shtrënguar (C16/20) jepen ne tabelen e meposhtme:

Klasa e Rezistences se Betonit	C16/20 MPa
Rezistenca Karakteristike Cilindrike	$f_{ck} = 16 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike Kubike	$R_{ck} = 20 \text{ MPa}$ (f_{ck} , cube)
Rezistenca Mesatare ne Shtypje (28 ditore)	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 16 + 8 = 24 \text{ MPa}$
Rezistenca Mesatare ne Terheqje ($\leq C50/60$)	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{cm}^{2/3} = 1.90 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk(5\%)} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.33 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk(95\%)} = 1.3 \cdot f_{ctm} = 2.47 \text{ MPa}$
Moduli Sekant i Elasticitetit te Betonit	$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 29 \text{ GPa}$
Moduli i Elasticitetit (Vlera Llogaritese)	$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 29 / 1.2 = 24.1 \text{ GPa}$
Koeficientet e Sigurise Parciale te Betonit	$\gamma_c = 1.5$ $\cdot \cdot = 0.85$
Rezistenca Llogaritese ne Shtypje (SLU)	$f_{cd} = \cdot \cdot f_{ck} / \gamma_c = 9.06 \text{ MPa}$
Rezistenca Llogaritese ne Terheqje (SLU)	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)} / \gamma_c = 0.90 \text{ MPa}$
Koeficienti i Puasonit	$\nu = 0.20$

III. Muratura Mbajtëse dhe vetë Mbajtëse

Bazuar te EC6 (3.6.2 (7)), muratura e përdorur është e ndërtuar me tulla të markës M tulle = 75 dhe llac M llac = 12. Me këto muratime është realizuar konstruksioni mbajtës vertikal i cili shërben për transferimin e ngarkesave të ndërkateve në bazament dhe përballimin e forcave horizontale sizmike, dhe ai ndahet i cili shërben për ndarjen e ambienteve të brendshme. (rezistencat e materialeve përbërëse të muratimit dhe vetë muratimit janë vlerësuar nëpërmjet provave dhe testimeve laboratorike, dhe janë paraqitur në një raport të detajuar bashkëlidhur këtij akti të thelluar.



- Marredhenia sforcim-deformim për punën e muratimit në shtypje aksiale

Parametrat e muratimit (Tulle M75/Llac M25)

$$f_k = K_E * f_b^a * f_m^B, \quad a = 0.7, \quad B = 0.3, \quad f_b = 13 \text{ N/mm}^2, \quad f_m = 1.22 \text{ N/mm}^2, \quad K_E = 0.55$$

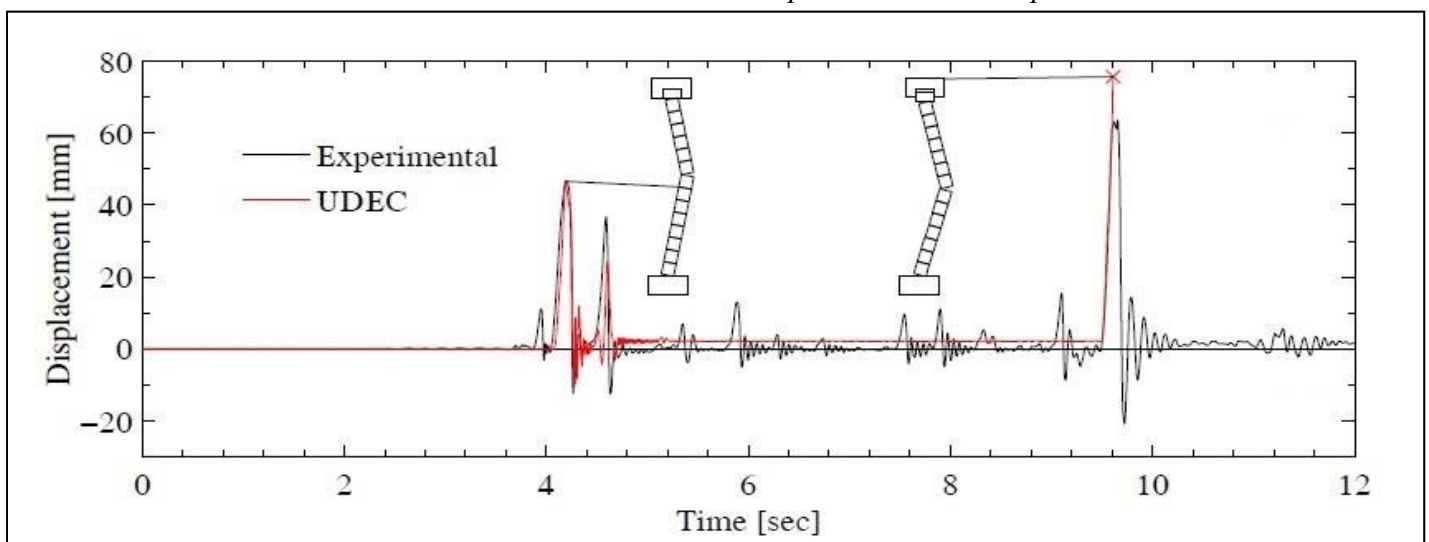
(Murature e grupit të parë),

$$f_k = 0.55 * 13^{0.7} * 1.22^{0.3} = 3.5 \text{ N/mm}^2$$

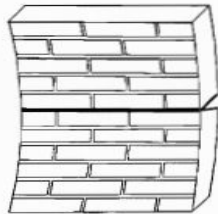
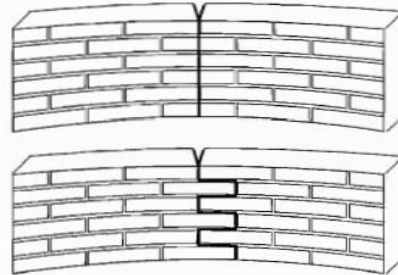
$$E = K_E * f_k = 1000 * 3.5 = 3500 \text{ kN/m}^2, \quad E_{\text{long time}} = E / (1 + \phi_\infty) = 3500 / 2 = 1750 \text{ kN/m}^2$$

$$G = 0.4 * E = 1400 \text{ kN/m}^2$$

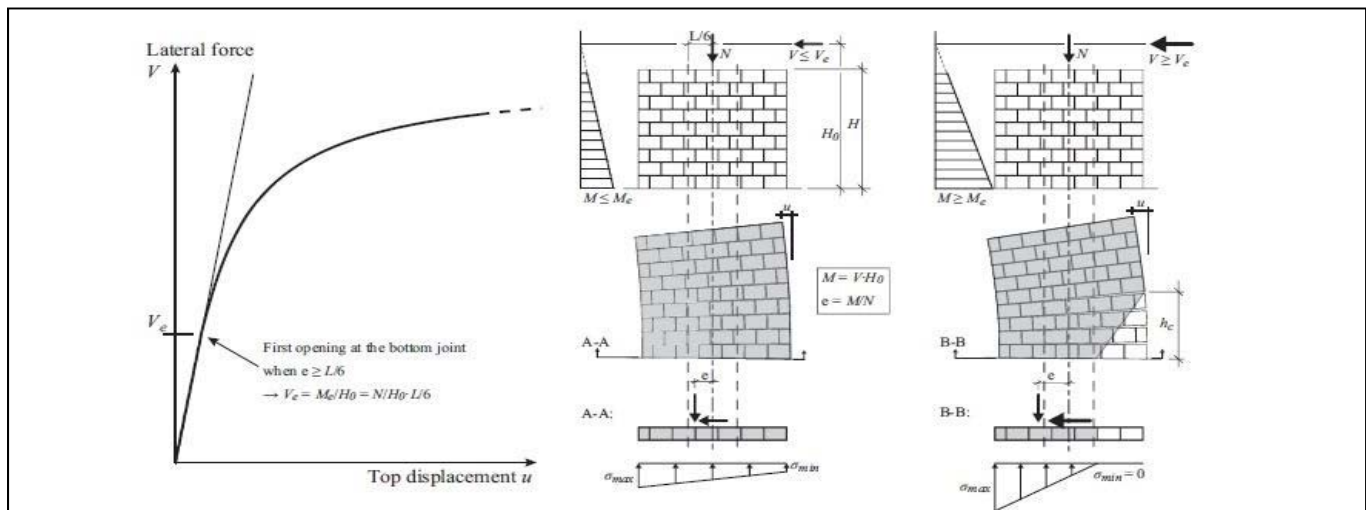
- Shkatërrimi i muratimit nën veprimin e momentit përkulës:



- Planet e shkaterrimit per muraturen ne perkulje

BS EN 1996-1-1:2005
EN 1996-1-1:2005 (E)a) plane of failure parallel to bed joints, f_{xk1} b) plane of failure perpendicular to bed joints, f_{xk2}

- Marredhenia force-zhvendosje e pergjigjes se nje muri te paperforcuar, pa rezistence ne terheqje dhe me sjellje elastike ne shtypje.



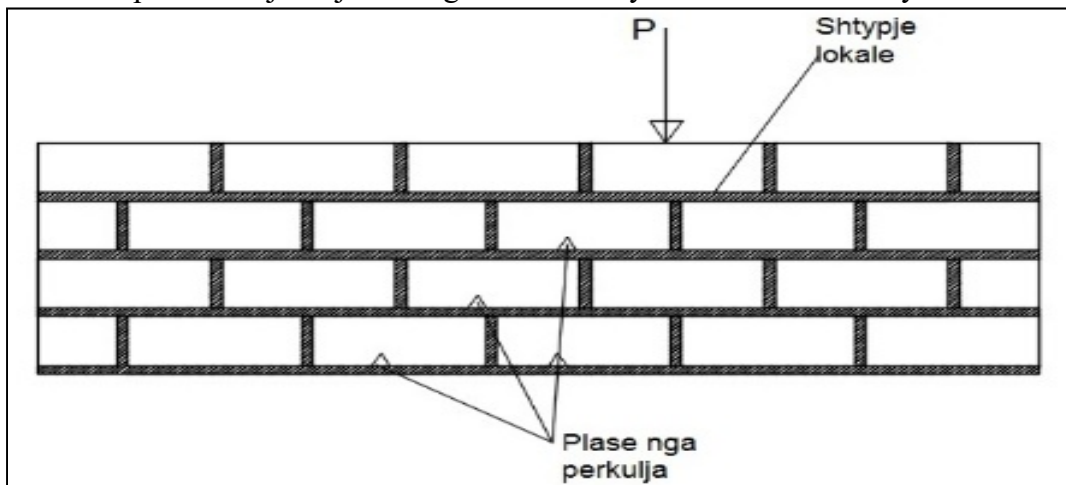
- VETITË MEKANIKE TË MURATURËS NË SHTYPJE QENDRORE

1. Gjendja e nderur e muraturës në shtypje qendrore.

Tulla dhe llaçi ndodhen në një gjendje të sforcuar të komplikuar madje edhe për ngarkesë uniformisht të shpërndarë. Ata ndodhen në kushtet e punës të shtypjes qendrore, jashtëqendrore, shtypje lokale, përkulje, prerje, tërheqje. Arsytet janë:

- ❖ Në jonjëtrajtshmërinë e llaçit, kjo ndodh për shkaqet:
 - a. Jonjëtrajtshmëria e lëndës lidhëse (çimentos, gëlqeres etj.)
 - b. Jonjëtrajtshmëria e lëndës mbushëse (rërë)
 - c. Kushte jo të barabarta ngurtësimi, pasi:

- Aftësia e ndryshme e thitjes së ujit në zona të veçanta të tullave, në zonat e kontaktit
- Aftësia për të mbajtur ujin në fugat është e ndryshme në zona të ndryshme



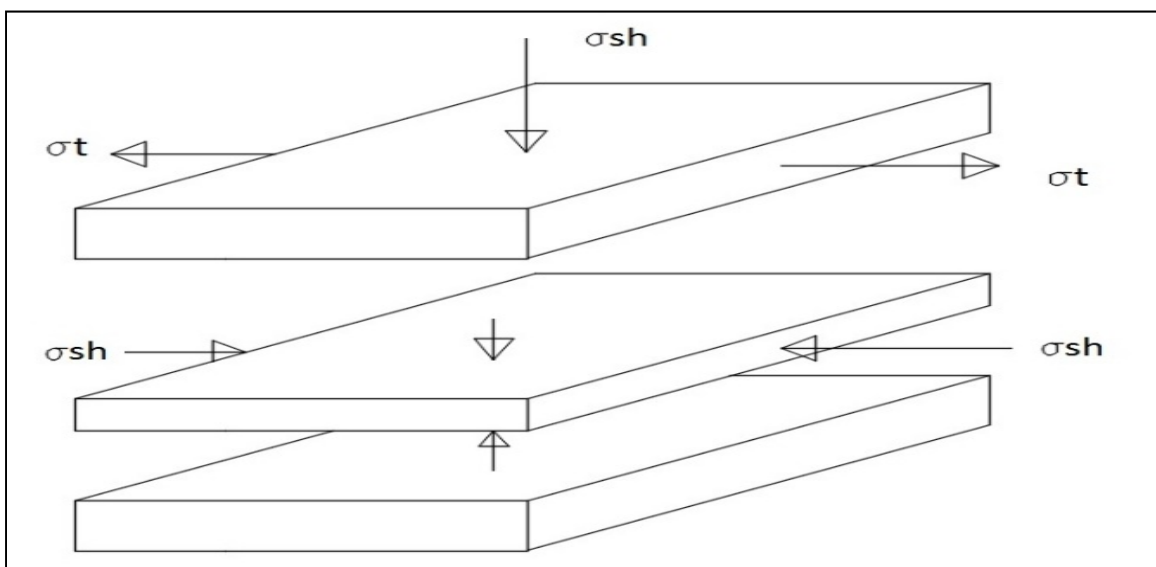
d. Procesi i ngurtësimit të llaçit shoqërohet me fenomenin e tkurrjes.

Tkurrja është e madhe sa më e madhe të jetë sasia e ujit që humbet llaçi gjatë ngurtësimit. Humbja e ujit është e ndryshme gjatë kontaktit të tullave me llaçin kështu që edhe tkurrja është e ndryshme. Tkurrja pengohet nga tullat nga kohezioni dhe forcat e fërkimit. Aty ku tkurrja nuk përballohet nga forca e kohezionit dhe fërkimi llaçi shkëputet nga tulla. Pra, këto të fundit nuk mbështeten plotësisht mbi llaç, krijohen boshllëqe.

e. Faktori subjektiv

Gjatë ndërtimit nuk mund ta shtrihet llaçi në mënyrë të atillë që të krijojë mbështetje uniforme në faqen e poshtme të tullës edhe duke i rënduar tulles mbi llaç.

2. Ndryshimi i vetive të deformimit. Deformimet gjatësore shoqërohen edhe me deformime tërthore të cilat kanë influencë të madhe në rezistencën e muraturës. Si rezultat i deformimeve jo të barabarta (tulla dhe llaçi) dhe i punës së përbashkët do të lindin nderje tërheqëse në materialin me ngurtësi më të madhe (tulla) dhe shtypëse në atë me ngurtësi më të vogël (llaçi). Kështu pra duke qenë se ngurtësia e llaçit është më e vogël tek tulla lindin nderje tërthore tërheqëse.



Etapat e gjendjes së nderur të muraturës në shtypje qendrore.**Etapa 1**

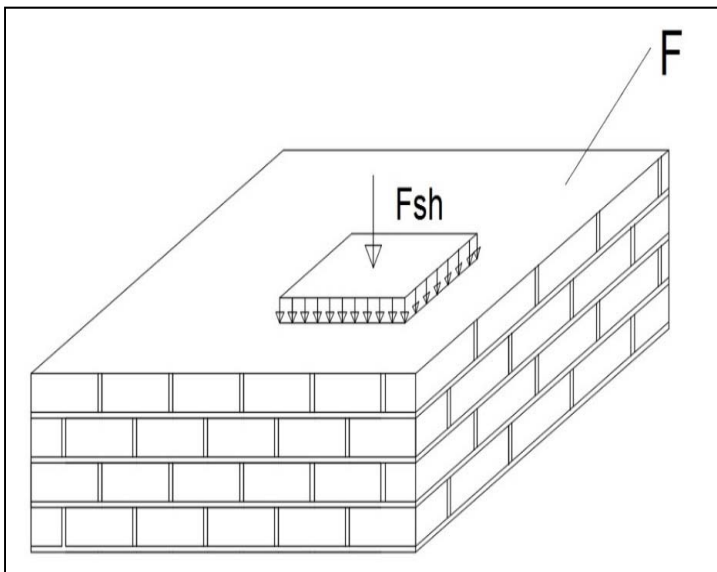
Kjo etapë fillon me ngarkimin e muraturës dhe vazhdon për gjithë fazën e ngarkimit në të cilën muratura reagon ndaj ngarkesave vepruese pa pësuar plasaritje. Në këtë etapë për arsye të gjendjes së nderur shtypëse të vogël deformimet tërthore janë relativisht të vogla dhe zgjojnë nderje tërheqëse që përballohen mirë nga muratura.

Etapa 2

Me ngarkimin e muraturës mbi etapën 1 vjen një moment kur nderjet tërthore tërheqëse, të shkaktuara nga deformimi tërthor i muraturës marrin vlerë më të madhe se ato kufitare të muraturës sipas seksionit vertikal të lidhur dhe kështu bëhen shkas për lindjen e të plasurave të imta (të holla) vertikale që kalojnë gjatë fugave vertikale dhe tullave (gurëve) atje ku rezistenca në tërheqjen e tyre është më e vogël. Në këtë etapë që quhet etapa e lindjes së plasjeve në muraturë, mbi muraturë vepron ngarkesa e shkaktimit të të plasurave Npl.

Duhet theksuar se momenti i lindjes së të plasurave varet si nga vetitë e tullës apo gurit, nga cilësia e muraturës dhe mbi të gjitha nga vetitë e llaçit me të cilin është ndërtuar muratura provë. Kështu për markë të caktuar të tullës, përdorimi i llaçeve të markave të larta dhe pak të deformueshme rrit aftësinë mbajtëse ndaj plasjeve të muraturës dhe e kundërta përdorimi i llaçeve të gëlqeres e ul shumë aftësinë mbajtëse ndaj plasjeve apo vlerën Npl.

Shfaqja e plasjeve të para në muraturë për ngarkesë vertikale, relativisht jo shumë të madhe hodhën dritë mbi punën e dobët të muraturës në tërheqje prej deformimeve tërthore çka duhet të vihet parasysh gjatë studimit të konstruksioneve prej guri sidomos në kushtet e vendit tonë si rajon sizmik.

Etapa 3

Me rritjen e ngarkesës mbi Npl gjendja e nderur rritet, po ashtu edhe ajo e deformuar. Si pasojë e rritjes së deformimeve tërthore rriten edhe nderjet tërheqëse tërthore dhe si pasojë vazhdon hapjen e plasjeve vertikale dhe thellimi i tyre. Këto plasje duke u zgjeruar dhe bashkuar midis tyre edhe me fugat vertikale të muraturës e ndajnë muraturën në degë të vogla vertikale ku secila punon në shtypje qendrore apo jashtëqendrore. Në këtë fazë elementi apo muratura ka hyrë në etapën e tretë. Eksperimenti ka treguar se në këtë etapë edhe po ta mbajmë ngarkesën konstante vazhdon zhvillimi dhe rritja e të plasurave. Kjo tregon se muratura është në prag të shkatërrimit të saj. Duhet theksuar se në këtë etapë këte proces të zhvillimit të

plasaritjeve e favorizon edhe fenomeni i epjes së degëve apo kollonave të krijuara.

Etapa 4

Me rritjen e ngarkesës pak mbi atë të etapës së tretë eksperimentet tregojnë se kemi zhvillim të vullshëm të deformimeve tërthore, hapje të theksuar të çarjeve vertikale të cilat favorizohen edhe nga puna me epje të degëve apo kollorikave vertikale deri sa vjen një moment kur muratura shkatërrohet si pasojë e arritjes së ngarkesës shkatërruese Nsh. Kjo është etapa e 4.

Puna e muraturës në prerje.

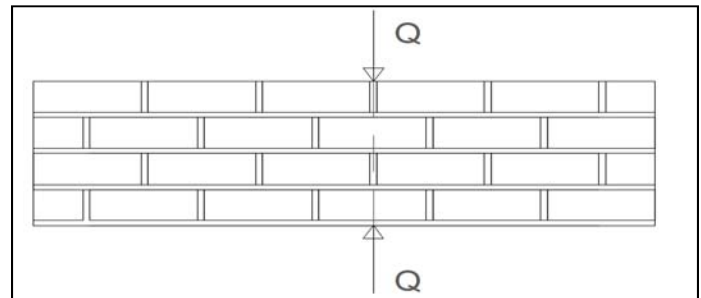
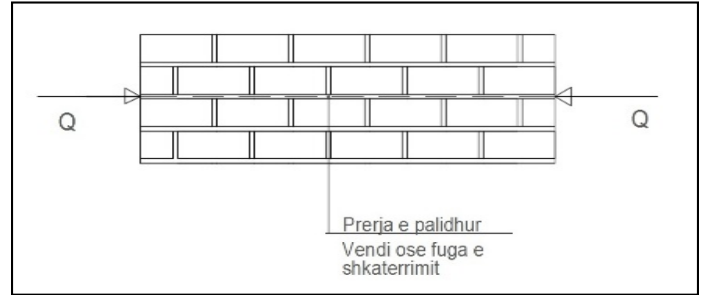
Dallojmë dy raste të veprimit të forcës prerëse:

a. Sipas prerjeve të palidhura

Këtu forca prerëse përballohet nga kohezioni tangencial dhe nga forca e fërkimit midis tullave dhe llaçit (në përpjestim të drejtë në sforcimin normal) nderjet shtypëse kur $\sigma_o = 0$ $F_f = 0$

b. Sipas prerjeve të lidhura

Duke neglizhuar fugat vertikale, këtu forca prerëse përballohet nga vetë tullat dhe rezistenca e llogaritjes merret e barabartë me rezistencën në prerje të tullës dhe sipërfaqje faktive sa ajo e tullave jo sipas gjithë seksionit.



1. Shtypja lokale

Takojmë shpesh raste kur nderjet shtypëse veprojnë në një pjesë të kufizuar të elementit kurse në pjesën tjetër nderjet janë praktikisht zero. Rezistenca e muraturës në shtypje lokale është më e madhe se rezistenca e muraturës në shtypje qendrore. Kjo ndodh sepse pjesë e pangarkuar apo më pak e ngarkuar pengon deformimet e pjesës më të ngarkuar duke bërë që të rritet kufiri i rezistencës në këtë zonë.

1. Ndikimi i rezistencës së llaçit

Llaçi ndikon në rezistencën e muraturës në mënyrë të ndjeshme. Për të njëjtën klasë tulle rritja e rezistencës së muraturës është më e ndjeshme për vlera të ulta të rezistencës së llaçit.

2. Ndikimi i cilësisë së muraturës në rezistencën e saj

Sa më i njëtrajtshëm të jetë llaçi aq më mirë sigurohet mbështetja e tullës dhe aq më homogjene është muratura dhe aq më e njëtrajtshme është gjendja e sforcuar.

3. Ndikimi i trashësisë së fugave horizontale

Rezistenca e muraturës ndryshon në varësi nga lartësia dhe trashësia e fugave.

Faktorë të tjerë:

Temperatura

Përmasat dhe forma e elementëve muratures

Mënyra e lidhjes së rrjeshtave

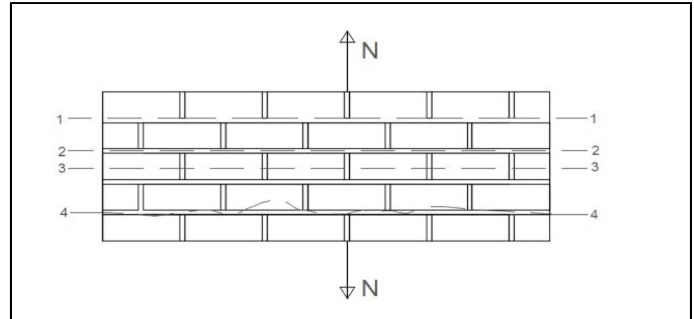
Kapja apo jo e llaçit me tullat

Puna e muraturës në tërheqje qendrore

a. Tërheqja ndodh sipas seksioneve të palidhura

Gjatë tërheqjes së muraturës sipas prerjeve tërthore të palidhura forca normale vepron pingul me fugat horizontale. Kurse shkatërrimi mund të ndodhë:

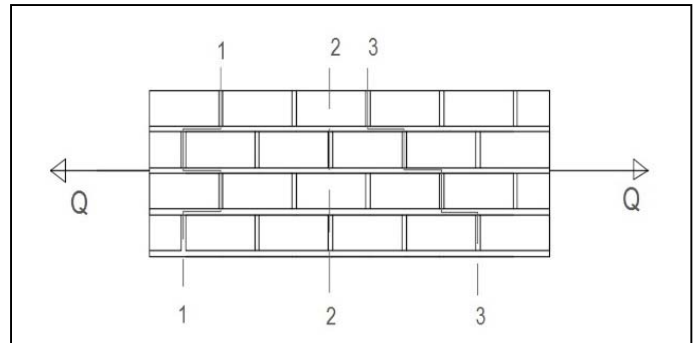
- Sipas 1-1 gjatë sipërfaqes së kontaktit të tullave me llaçin
- Sipas 2-2 gjatë vetë llaçit të fugaturës horizontale
- Sipas 3-3 gjatë vetë tullave
- Sipas 4-4 një kombinim i rasteve të mësipërme



b. Tërheqja ndodh sipas seksioneve të lidhura

Në këtë rast forca normale vepron paralel me fugaturat horizontale. Shkatërrimi mund të ndodhë:

- Sipas 1-1 seksioni i dhëmbëzuar që kalon nëpër fugat horizontale dhe vertikale
- Sipas 2-2 seksioni që kalon nga fugat vertikale dhe vetë tullat
- Sipas 3-3 seksioni i shkallëzuar që kalon nëpër fugat vertikale dhe horizontale



c. Shkaqet e shkatërrimit të muraturës në tërheqje qendrore sipas seksioneve të palidhura

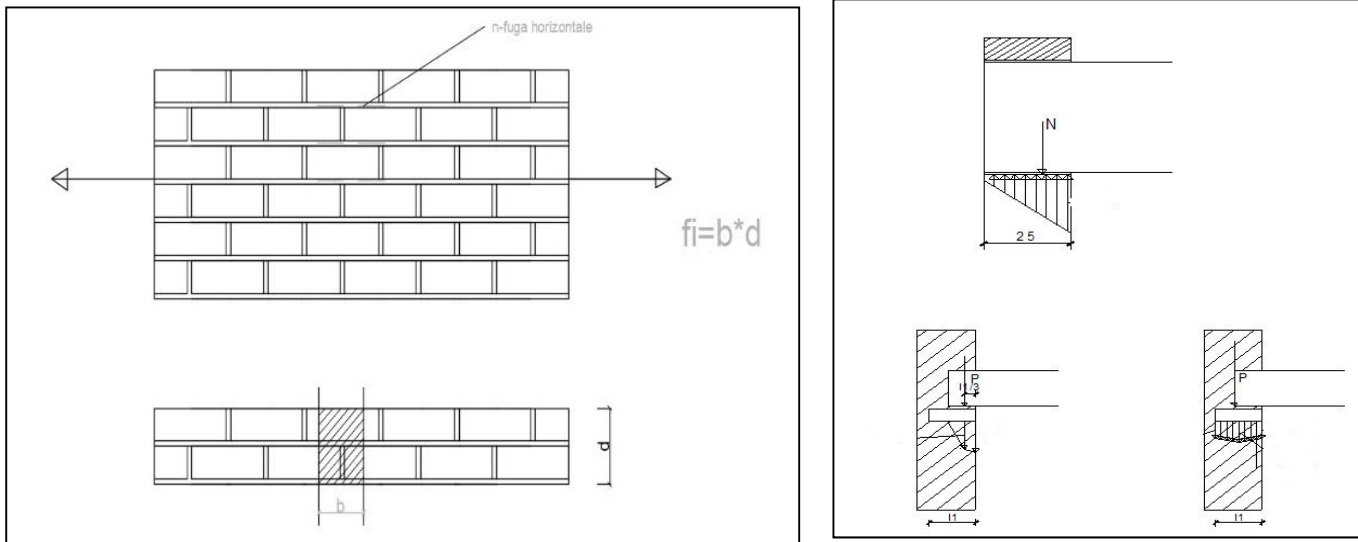
Në shumicën e rasteve shkatërrimi ndodh sipas 1-1 d.m.th. sipas kontaktit të tullave me llaçin, sipas fugave horizontale ç'ka ndodh atëherë kur kohezioni midis tullave dhe llaçit është më i vogël se sa rezistenca në tërheqje e llaçit ndërsa kur kohezioni është më i madh plasaritja kalon gjatë 2-2 (mes për mes fugës horizontale, ç'ka ndodh rrallë).

Forca e kohezionit (normal) midis tullave dhe llaçit varet mbi të gjitha nga kufiri i rezistencës së llaçit. Por krahas kësaj ndikim anësor kanë edhe faktorë të tjerë si përbërja e llaçit (lloji i llaçit), lëvizshmëria apo plasticiteti i tij, aftësia ujëmbajtëse e tij, lloji i tullave, aftësia e tullave për të thithur ujë, ashpërsia e tullave, kushtet klimaterike etj. Për të rritur kohezionin duhet të përdorim llaçe me përmbajtje optimale çimento, gëlqere, rërë, duke siguruar lëvizshmëri, plasticitet.

d. Tërheqja e muraturës sipas prerjeve tërthore të lidhura.

e. Në këtë rast kur kohezioni midis tullave dhe llaçit është i vogël plasaritjet kalojnë sipas fugave vertikale dhe horizontale duke krijuar seksione të dhëmbëzuara ose të shkallëzuara. Rezistencën e fugave vertikale nuk e marrim parasysh sepse nga mbushja jo e mirë dhe nga ulja e llaçit kohezioni në këto fuga është i barabartë me zero. Kështu forca tërheqëse thithet vetëm nga fuga horizontale. Shkatërrimin e fugave e pengon kohezioni tangencial në planin e fugës. Kjo forcë varet nga po ata faktorë si dhe forca e kohezionit normal.

- Transferimi ne murature i ngarkeses nga elemente horizontale



Konstruksioni i objekteve me skeme konstruktive te shtanget eshte i nevojshme te llogaritet nen veprimin e ngarkesave vertikale dhe horizontale duke marre parasysh kombinimin e mundshem te tyre. Llogaritja e muratures apo kolonave nga verimi i ngarkesave vertikale dhe horizontale prej eres ne objektet me skeme konstruktive te shtanget behet duke i trajtuar ato si trare vertikale te vazhduar te mbeshitetur mbi mbeshetje te palevizshme sic jane mbulesat (VI-fig 4/a,b,c)

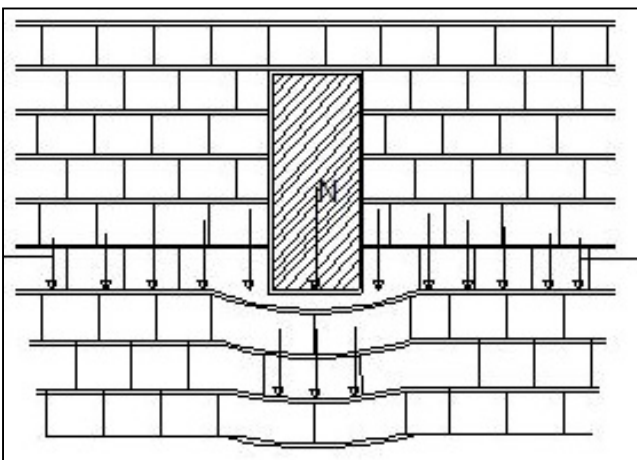
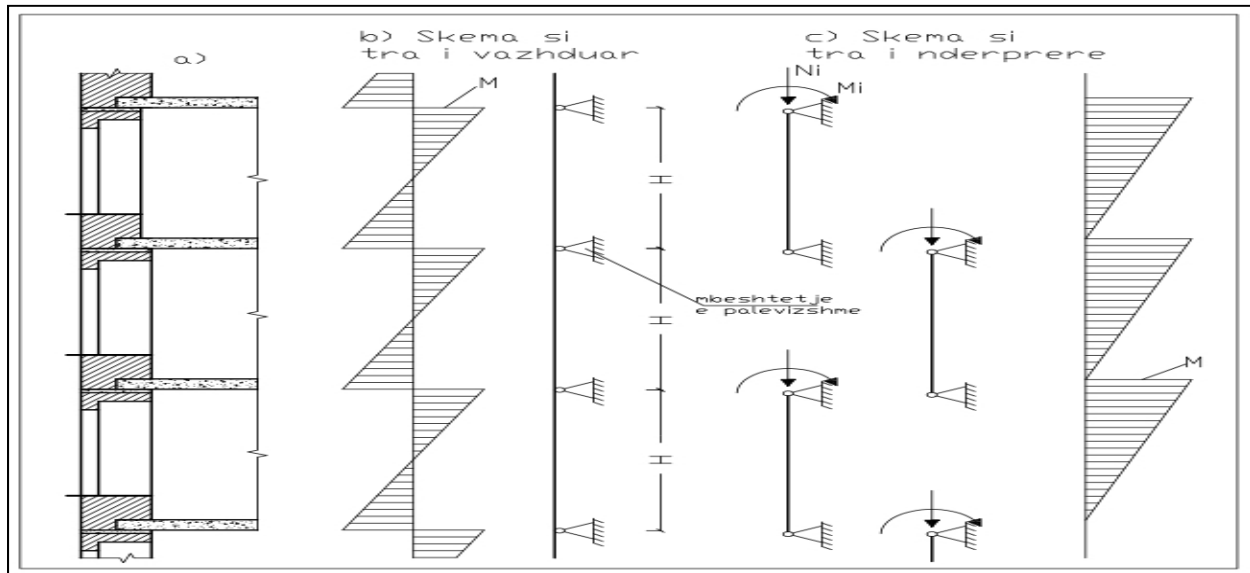


Diagrama e momenteve per nje supozim te tille, si tra i vazhduar do te ishte ajo e treguar ne fig 4b. Por me qellim thjeshtimi te llogaritjes dhe ne favor te aftesise mbajtese, murin apo kolonen shumekateshe mund ta trajtojme si te zberthyer ne nje sere traresh me nje hapesine drite te mbeshitetur ne drejtimin horizontal ne mbulesat e kateve. Per nje supozim te tille, diagrama e momenteve prej forces vertikale jashteqendrore eshte si ne fig 4b. Hapesira e drites e traun vertikal te nderprere (murit apo kolones) merret e barabarte me lartesine e katit dysHEME-tavan, ndersa si aks vertikal i muratures merret aksi qe kalon ne qendren e rendeses se murit te marre ne studim. Nje element i tille (tra

vertikal me nje hapesine drite) ndodhet ne veprimin e ngarkesave qe vijne nga katet e mesiperme duke marre parasysh peshen vetjake te mureve mbi katin e marre ne studim dhe duke i pranuar qe ato veprojne ne qendren e murit qe mbeshitetet mbi kete kat; nen veprimin e reaksionit te nderkatit qe mbeshitetet ne anen e sipërme te traun te marre ne studim, i cili vepron me jashteqendrore "e" te barabarte me distancën nga qendra murit ne fjale, deri te qendra e diagrames se presionit te mbuleses te pranuar ne forme trekendeshi, nen veprimin e eres. (Marrja parasysh e termetit behet si ne udhezuesin e projekteve antisizmike). Pra, moment perkules ne traun e pranuar jep ngarkesa jashteqendrore e mbuleses ne mbeshitetjen e sipërme dhe muri mbi te nese ai nuk ka trashesi te njejte me ate te murit te marre ne studim.

Ne kete menyre, per rastin si ne fig VI-4a, forca normale prej ngarkeses se nderkatit, per murin e marre ne studim, do te jete:



VI- fig 4/a,b,c

$$N_i = \Sigma N_s + R_i$$

Ku: ΣN_s - shume e ngarkesave prej peshes se mureve dhe nderkateve (mbulesave) qe ndodhen mbi murin e marre ne studim

R_i - reaksioni prej mbuleses se nderkatit te mbeshtetur mbi murin e marre ne studim

Ndersona momenti perkules ne kuoten e poshtme te nderkatit per murin e marre ne studim, kur trashesia e mureve eshte e barabarte (fig. VI-5a) do te jete:

$$M_i = R_i \cdot e$$

Per rastin kur trashesia e murit mbi ate te marre ne studim eshte me e vogel atehere, ne momentin perkules, duhet te marrim parasysh edhe momentin prej ΣN_s me shenje perkatese (fig. VI-5b). Ne kete rast ddo te kemi:

$$M_i = -\Sigma N_s \cdot e_1 + R_1 \cdot e$$

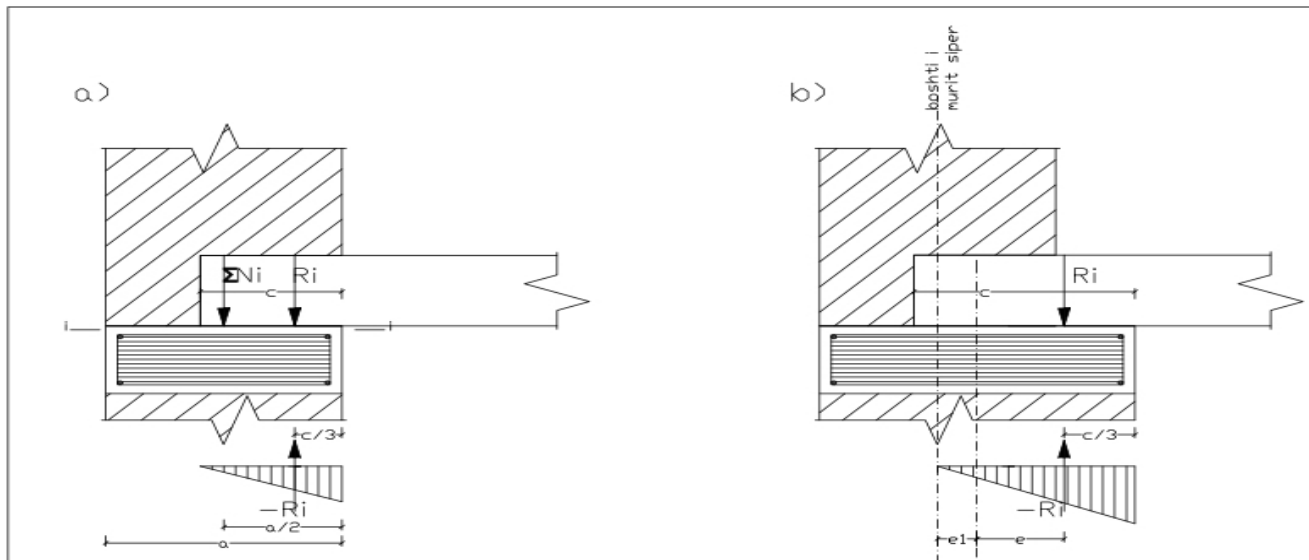
Ku: e - largesia nga qendra e rrendeses se murit deri ne qender te reaksionit R_i e barabarte me:

$$e = \frac{a}{2} - \frac{c}{3}$$

e_1 - largesia nga qendra e rrendeses se murit te siperm deri te qendra e rrendeses se murit te marre ne studim.

a - trashesia e murit te marre ne studim (per prerje katerkendore)

c - thellesia e mbeshtetjes se nderkatit apo traut ne murature



VI-fig 5/a,b

Edhe ndikimi i ngarkeses së erës mbi muret gjatësore të objektit (si veprimi me i disfavorshem) merret parasysh. Nga veprimi i ngarkesave të erës mbi murin gjatësor lindin momente perkulese (fig.6) dhe forca normale. Për llogaritjen e momentit perkules prej erës, murin e trajtojmë si tra të vazhduar (në drejtim vertikal si në fig.4/a) për të cilin momenti në mbështetje do të jetë:

$$M_e = \pm \frac{q \cdot H^2}{12} \quad (\text{VI-5})$$

Meqenëse momenti i erës për fazën e perfunduar të godines me skemë të shtanget jep vlera shumë të vogla, keshillohet që të mos merret parasysh në llogaritje.

Pasi të kemi përcaktuar forcat normale dhe momentet perkules prej forcave vertikale, kalojmë në llogaritjen e muratës. Kontrolli i parë i muratës bëhet në nivelin e mbështetjes së nderkatit (apo traut neqoftese ka tra) atje ku momenti perkules është me i madh (fig.5a). Në këtë rast, meqë kemi të bëjmë me prerjen tërthore në mbështetje, koeficienti i perkuljes gjatësore φ dhe madhësia m_g merren = 1. Krahas prerjes në mbështetje duhet të bëhet kontrolli i aftësisë mbajtëse të muratës edhe në lartësi gjysmë-kati, ku ndoshta momenti është me i vogël, por koeficienti i perkuljes gjatësore φ dhe m_g janë me të vegjël se 1. Në qoftë se gjatë murit me karakter mbajtës ka dritare, atëherë është e domosdoshme që të provohet aftësia mbajtëse edhe në kuotën e sipërme të dritares ku kemi ngushtim të prerjes tërthore, pra rritje të gjendjes së nderur. Llogaritja e muratës sipas aftësisë mbajtëse bëhet duke përdorur formulat e shtypjes jashtëqendrore në varesi të jashtëqendresisë $e_0 = M/N$. Për llogaritjen e mureve me karakter mbajtës sipas aftësisë mbajtëse, kur në to nuk ka dritare, merret në studim një rrip vertikal me gjatësi 1m ndërsa për rastin kur kemi dritare, merret në studim një rrip me gjatësi sa largësia aks në aks të dritareve.

- Rezistencat

Rezistencat llogaritesë (të projektimit) për betonin dhe çelikun janë marrë nga reduktimi i rezistencave karakteristike sipas klases së betonit (apo çelikut) të përdorur me faktorin e sigurisë perkates si më poshtë:

Per betonin:	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ $f_{c wd} = f_{c wk}/\gamma_c$
Per celikun:	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ $f_{y wd} = f_{y wk}/\gamma_s$
Per muraturen:	$f_{md} = f_{mk}/\gamma_m$ $f_{m wd} = f_{m wk}/\gamma_m$

- Niveli i njohjes se objektit

Per kete strukture duke u bazuar ne analizat dhe testet e kryera sipas EN 1998-3:2005 3.3.1 kemi nivel te njohjes se objektit (knowledge level) **KL2**: Limited Knowledge, referuar gjeometrise se struktures, detajeve dhe materialeve te perdorura.

Ky nivel njohurie reflektohet kryesisht ne CF (confidence factor), i cili sipas EN 1998-3:2005 3.3.1 tabela 3.1 do te kete vleren $CF = 1.35$

Niveli i njohjes	Gjeometria	Detajet	Materialet	Analiza	CF
KL1	Nga vizatimet e përgjithshme të ndërtimit me rilevim pamor të pjesshëm (me kampione) <i>ose</i> nga rilevim i plotë	Projektim i simuluar në përputhje me praktikat e kohës <i>dhe</i> nga inspektimi i limituar <i>in-situ</i>	Vlera të pranuar në përputhje me standardet e kohës kur është ndërtuar <i>dhe</i> nga prova të limituara <i>in-situ</i>	LF-MRS	CF_{KL1}
KL2		Nga vizatimet fillestare të paplota të ndërtimit me inspektim të limituar <i>in-situ</i> <i>ose</i> nga inspektimi i zgjeruar <i>in-situ</i>	Nga specifikimet e projektit origjinal me prova të limituara <i>in-situ</i> <i>ose</i> nga prova të zgjeruara <i>in-situ</i>	Të gjitha	CF_{KL2}
KL3		Nga vizatimet fillestare të detajuara të ndërtimit me inspektim të limituar <i>in-situ</i> <i>ose</i> nga rilevim gjithëpërfshirës <i>in-situ</i>	Nga raportet origjinale të provave shoqëruar me prova të limituara <i>in-situ</i> <i>ose</i> nga prova gjithëpërfshirëse <i>in-situ</i>	Të gjitha	CF_{KL3}

- c) **Studimi i strukturave, që do të shoqërohet me kryerjen e testeve, me shkatërrim dhe pa shkatërrim, sipas përcaktimeve të dhëna në Standardin Shqiptar SSH EN 1998-3:2005, ose specifikimeve teknike dhe/ose standarde të tjera të barasvlefshme me të**

Per sheshin e ndertimit te objektit ekzistues ne fjale dhe per qellime te aktit te ekspertizes ne lidhje me aftesine mbajtese te nderteses, jane perdorur te dhena te marra nga studimi per objektin ne fjale. Raporti mbi studimin e cilesise se materialeve jepet ne raport te vecante, bashkengjitur aktit te ekspertizes.

d) Studimi Gjeologo Inxhinierik

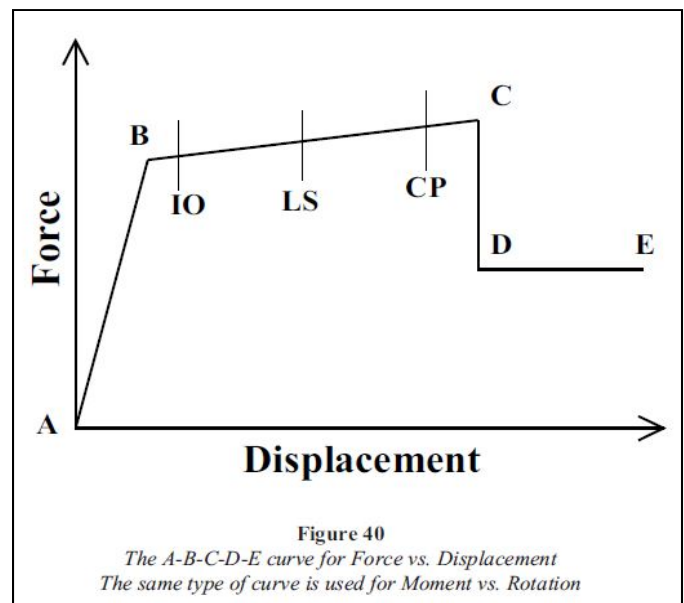
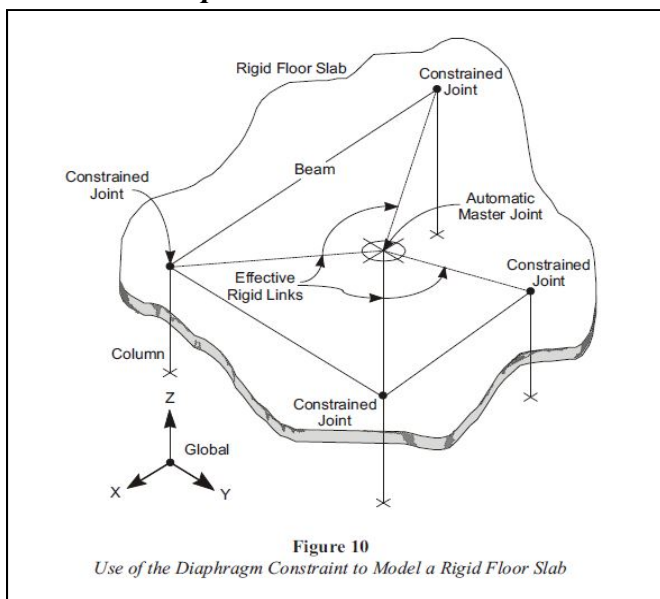
Per sheshin e ndertimit te objektit ekzistues ne fjale dhe per qellime te aktit te ekspertizes ne lidhje me aftesine mbajtese te nderteses, jane perdorur te dhena te marra nga studimi per objektin ne fjale. Studimi Gjeologjik i detajuar jepet ne raport te vecante, bashkengjitur aktit te ekspertizes.

e) Studimi Inxhiniero Sizmologjik

Per sheshin e ndertimit te objektit ekzistues ne fjale dhe per qellime te aktit te ekspertizes ne lidhje me aftesine mbajtese te nderteses, jane perdorur te dhena te marra nga studimi per objektin ne fjale. Studimi Inxhiniero – Sizmologjik i detajuar jepet ne raport te vecante, bashkengjitur aktit te ekspertizes.

f) Projekti Stimulues

- Principet e modelimit 3D

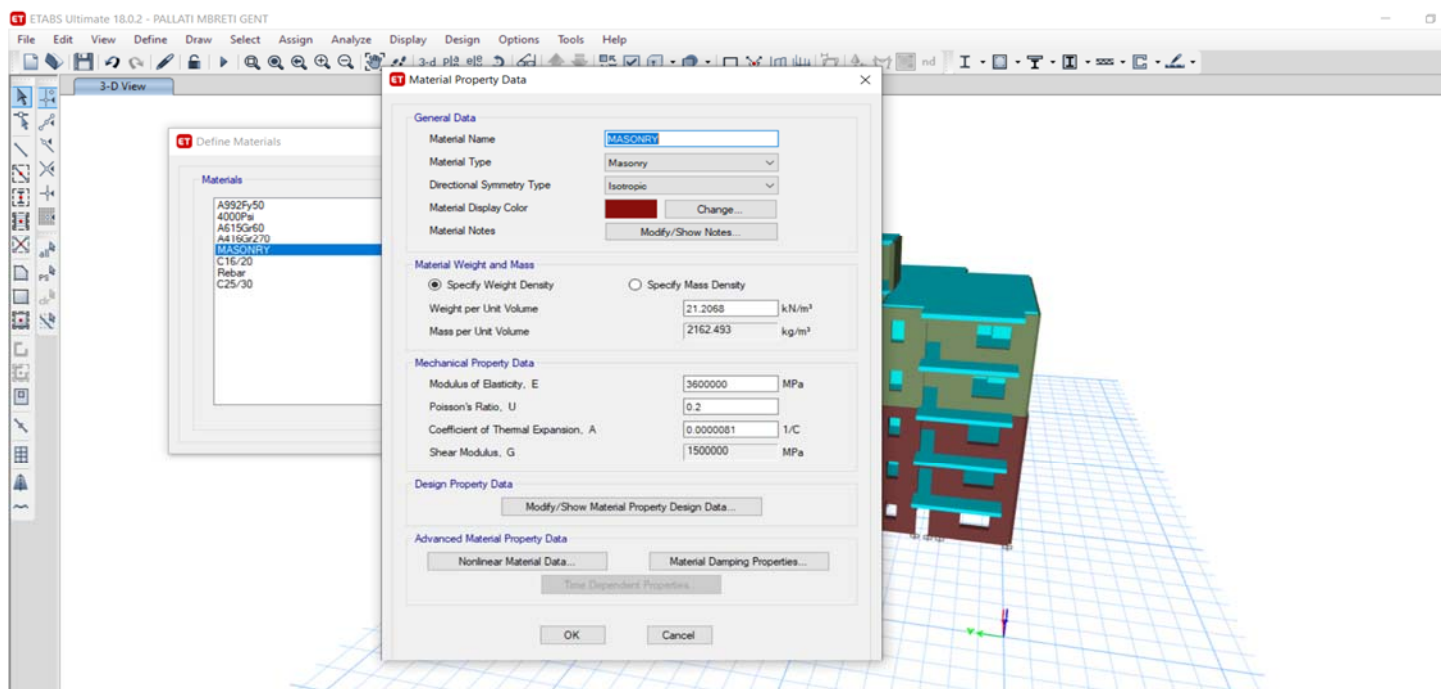


- *Marredhenia force-zhvendosje e cila perfaqeson kapacitetin e cernierave plastike te elementeve bazuar ne EC8*

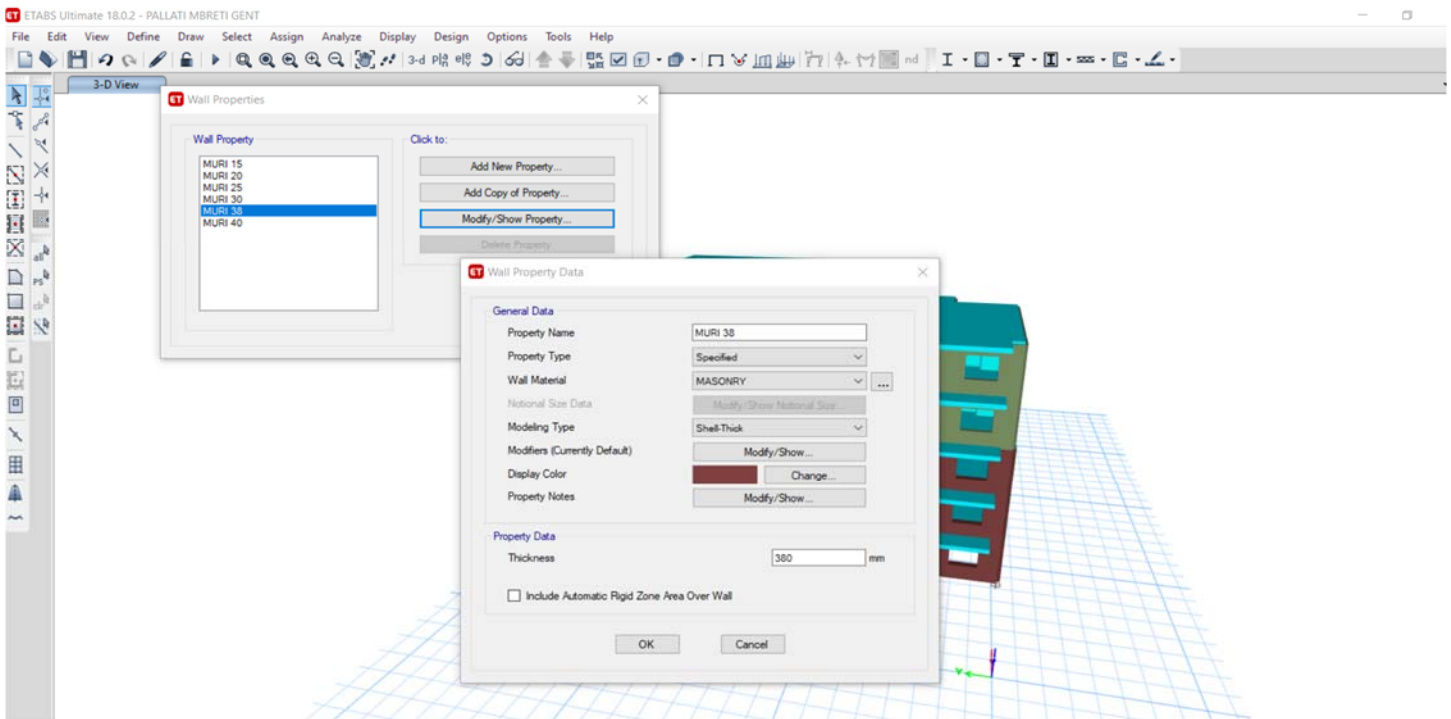
Modeli matematikor perfaqeson nje idealizim te nje numri te caktuar elementesh si shell, frame, link, tendon dhe joint. Keto objekte brenda programeve perdoren per te perfaqesuar muret, soletat, kolonat, traret dhe objekte te tjere fizike. Sistemet konstruktive perfaqesohen nga nje rrjet tre dimensional. Sisteme reale teper komplekse mund te perfaqesohen me modele matematikore me te thjeshtuara. Duke perdorur metoden e llogaritjes me elemente te fundem merren rezultate shume te sakta ne lidhje me focat e jashtme dhe ato te brendshme. Rezultatet perfshijne edhe sjelljen ne perdredhje ose ate jashte planare. Zgjidhja e modelit tre dimensional mundeson nje perfshirje maksimale te kushteve reale ne te cilat punon objekti ne realitet.

Analiza mundeson studimin e veprimit te ngarkesave horizontale dhe vertikale mbi strukture. Programet ndjekin metoden e dekompozimit te ngarkesave ku ngarkesat e shperndara ne soleta dekompozohen automatikisht ne ngarkesa nyjore te cilat transmetohen ne nyjet e trareve dhe me pas kolonave duke u shkarkuar ne bazament. Programet automatikisht gjenerojne ngarkesat e eres dhe ato sizmike te cilat perputhen me kodet e projektimit. Modet e lekundjes 3 dimensionale, format, frekuencat dhe periodat e lekundjeve te lira vleresohen me metoden Eigenvector ose Ritzvector. Gjithshtu programet ne varesi te kodit te projektimit mund te marrin ne konsiderate ne analizat statike dhe dinamike edhe efektet e P-Delta te cilat sjellin sforcime suplementare.

Nepermjet ketyre programeve mund te behen analiza te tipit Response Spectrum, Time History ose Push Over. Metoda qe perdoret per vleresimin e kapacitetit strukturor te nderteses eshte ajo e analizes Push Over e cila eshte nje analize etipit Nonlinear Static. Ne kete analize te dhenat per veprimin sizmik merren duke i dhene struktures nge zhvendosje te njohur ne nje pike te caktuar. Kjo zhvendosje aplikohet ne menyre te njetrajtshme ku reagimi i struktures monitorohet ne menyre te vazhdueshme duke krijuar kurben e kapacitetit strukturor deri ne momentin e krijimit te cernierave plastike ne trare dhe kolona. Duke krahasuar rezultatet e zhvendosjeve te marra nga analiza Response Spectrum (veprimi sizmik dhe ngarkesat vertikale) dhe ajo Push Over (kapaciteti i struktures), behet vleresimi i gjendjes se nderteses dhe aftesise se saj per te perbushur kushtet e sigurise dhe sherbimit.

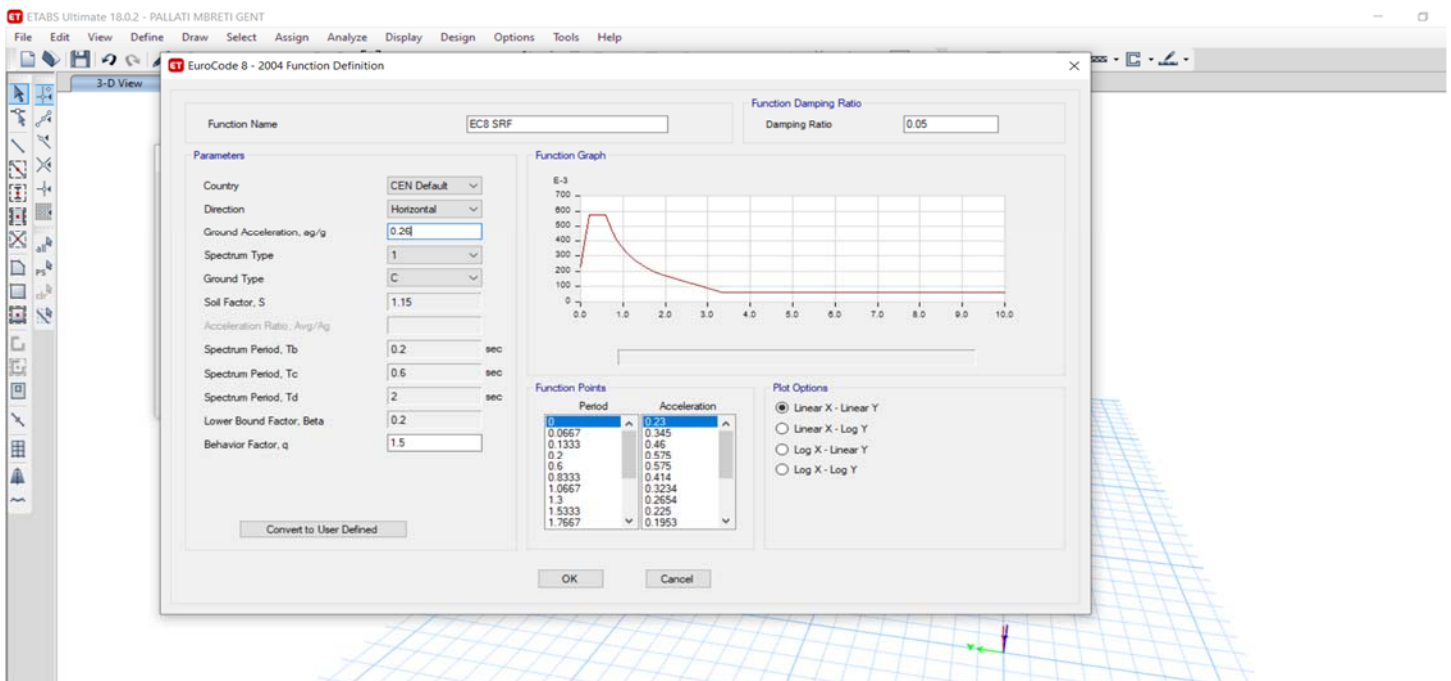


- *Materialet e perdorura per modelimin – jane ne perputhje me te dhenat e testeve laboratorike*

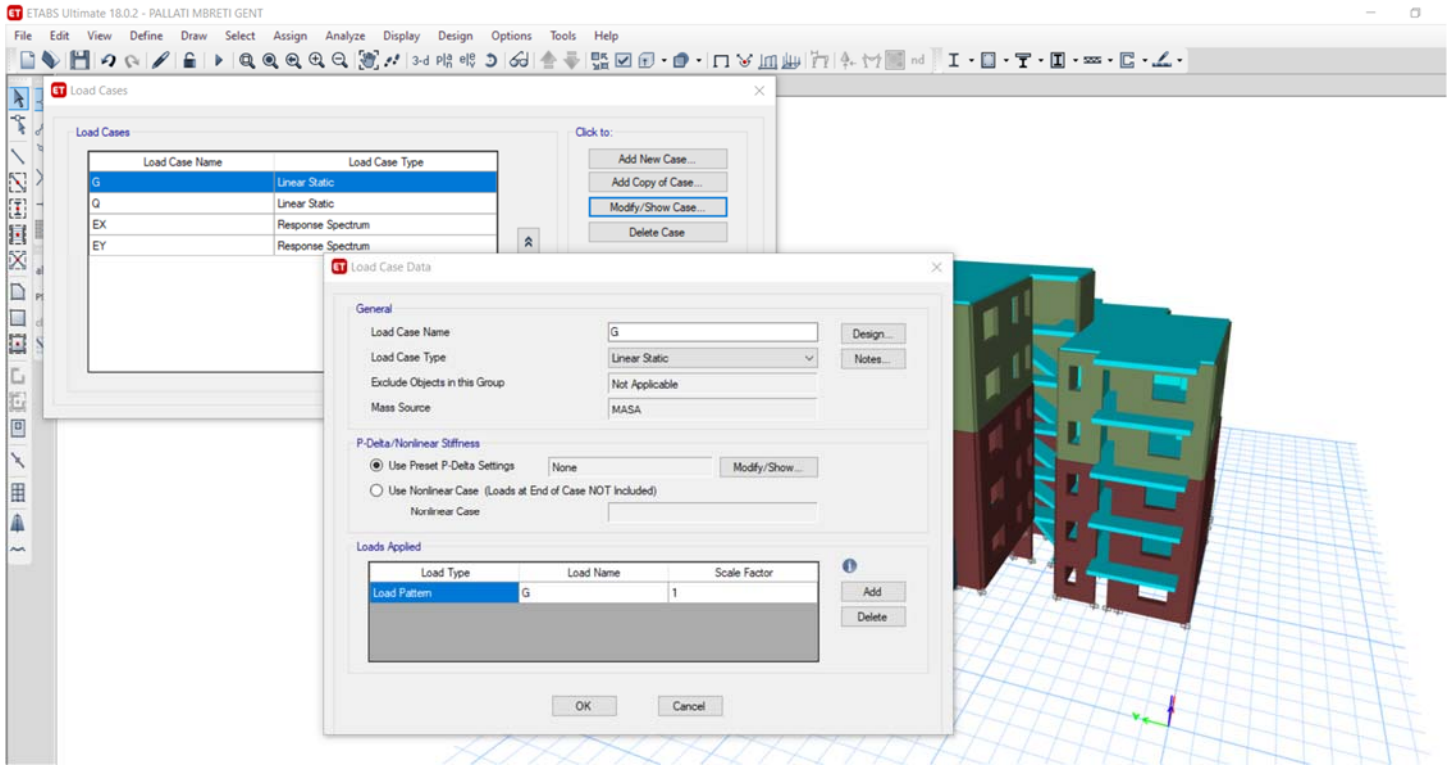


- Seksionet e perdorura per llogaritjet

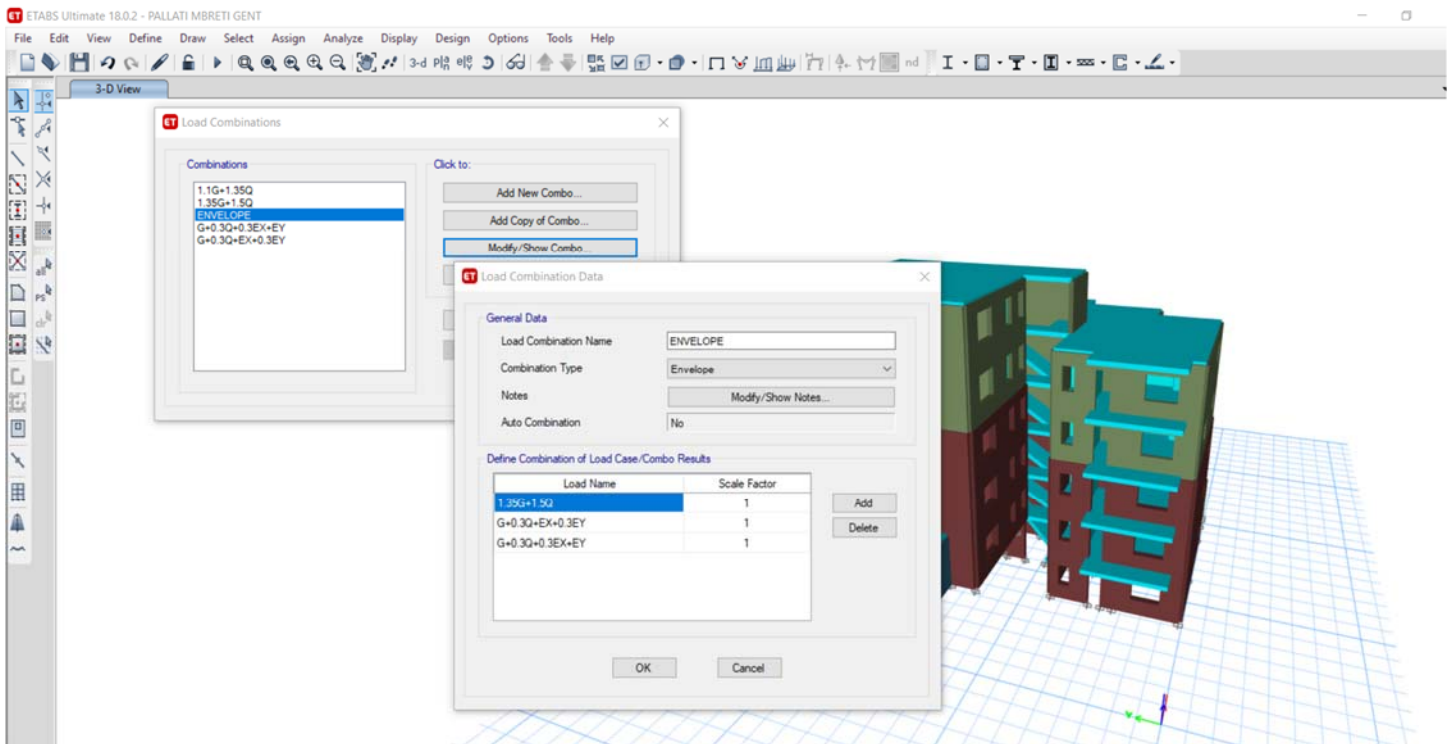
Te gjithë elementet perberes te struktures perfaqesohen ne modelin 3D nepermjet objekteve te cileve u vendosen karakteristikat fiziko mekanike te elementeve reale. Kjo arrihet nepermjet te dhenave qe futen ne program te cilat jane paraqitur me poshte:



- Te dhenat e perdorura per Analizen sizmike Response Spectrum



- Ngarkesat qe Aplikohen ne Model



-Kombinimet e Ngarkesave

Gjate procesit të analizës të kësaj ndërtese, është vendosur, që struktura të rimodelohet me 2 programe të avancuara kompjuterike, programin llogarites **TEKLA STRUCTURAL DESIGNER 2019** dhe në **ETABS ULTIMATE 2017** për qëllimet e këtij studimi. Struktura është modeluar sipas tipologjisë të ndërtesës ekzistuese.

Për llogaritjet statike dhe dinamike të strukturës së objekteve janë përdorur programet **TEKLA STRUCTURAL DESIGNER 2019** dhe **ETABS 2017**. Struktura është modeluar në 3D me ndihmën e programeve të avancuara kompjuterike duke përdorur elementet “Frame” (për traret dhe kollonat b/a), ato “Shell” (për soletat dhe shkallet b/a) dhe “Wall” (për muret). Për themelet është përdorur si mbështetje koeficienti i Winklerit. Të gjitha parametrat e përdorura në kontrollin e elementeve të strukturës janë të përfshira në (“Eurocode”): projektimi strukturor është bazuar në kodet e mëposhtme:

- | | | |
|-----|-------------|---|
| [0] | EN 1990 | Eurocode 0 – Eurocode Basis of structural design |
| [1] | EN 1991-1-1 | Eurocode 1 – Action on structures: General Action |
| [2] | EN 1991-1-4 | Eurocode 1 – Action on structures: Wind Actions |
| [3] | EN 1992-1-1 | Eurocode 2 – Design of concrete structures: General Rules |
| [4] | EN 1994-1-1 | Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures: General Rules and rules for building |
| [5] | EN 1996-1-1 | Eurocode 6 -- Design of masonry structures: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures |
| [6] | EN 1998-1-1 | Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance |
| [7] | KTP-N.2-89 | Earthquake Resistant Design Regulations, issued by: Seismic Center, Academy of Science of Albania, Department of Design, Ministry of Construction |

Llogaritjet e kontrollit për efekt të këtij studimi, janë kryer me programet **ETABS ULTIMATE 2017** dhe **TEKLA STRUCTURAL DESIGNER**. Ndertesa është modeluar duke u konceptuar si sistem me murature mbajtëse. Modeli dinamik i zgjedhur është ai me masë dhe parametra të shpërndara. Ngarkesat dhe kombinimi i tyre janë përcaktuar sipas Eurocode 1, 2, 5,6, 8 dhe janë paraqitur në mënyrë të përbledhur në tabelën e mëposhtme (në modelet llogaritëse jepen me hollësi ngarkesat, mbingarkesat dhe kombinimet e tyre). Ngarkesa nga pesha vetiake e elementeve strukturale beton arme llogariten automatikisht nga programi bazuar në volumin e elementit si dhe peshën njësi të b/a 2500 kg/m^3 dhe 1800 kg/m^3 për muraturën. Gjate llogaritjes së objektit për qëllimet e këtij studimi janë marrë parasysh ngarkesat dhe kombinimet e tyre si më poshtë.

Për vlerësimin e strukturës do të realizojmë analizat e mëposhtme:

1. Analiza lineare me spekter reagimi dhe faktor sjellje sipas sipas EC8
2. Analiza jolineare statike 3D me plasticitet të përqendruar
3. Analiza jolineare statike 3D me plasticitet të shpërndarë

Në vazhdim jepen detajet për analizat dhe të dhënat e nevojshme për kryerjen e tyre.

Të dhënat hyrëse të nevojshme

Informacioni për vlerësimin strukturor duhet të përfshijë pikat e mëposhtme.

- a) Identifikimin e sistemit strukturor dhe përputhshmërinë e tij me kriteret e rregullsisë të EN 1998-1: 2004. Të dhënat për ndryshimet e mundshme strukturore që nga koha e ndërtimit.
- b) Identifikimin e tipit të themeleve të ndërtesës.
- c) Identifikimin e kushteve të truallit sipas kategorizimit të bërë në EN 1998-1: 2004, **3.1**.
- d) Informacion për përmasat e përgjithshme dhe vetitë e seksioneve tërthore të elementeve të ndërtesës si dhe vetitë mekanike dhe gjendja e materialeve përbërëse.
- e) Informacion rreth defekteve të identifikueshme të materialeve dhe detajimit të papërshtatshëm.
- f) Informacion mbi kriteret e projektimit sizmik që janë përdorur në projektimin fillestar, përfshirë vlerën e faktorit zvogëlues (faktorit q) të forcës sizmike, nëse është përdorur.
- g) Përshkrimin e përdorimit aktual dhe/ose të planifikuar të ndërtesës (duke identifikuar edhe klasën e rëndësisë së saj, siç përshkruhet në EN 1998-1: 2004, **4.2.5**).
- h) Rivlerësimin e veprimeve që ushtrohen duke mbajtur parasysh përdorimin e ndërtesës.
- i) Informacion rreth tipit dhe shtrirjes së dëmtimeve strukturore në të kaluarën dhe të tashmen, nëse ka, përfshirë masat e mëparshme të riparimit.

Ngarkesat dhe kombinimet e tyre janë konform KTP-N2-89 dhe Eurocode.

a. Ngarkesat Statike - (te Normuara) Ngarkesat e perhershme (Dead Loads-DL)

Ne ngarkesat e perhershme janë përfshirë: Pësha vetjake e gjithë elementeve mbajtes te strukture prej murature dhe beton arme (themele, trare, kolona, mure, pësha vetjake e soletave, shtresave te dyshemese, muret ndares vetembajtes me tulla, dhe parapetet e ballkoneve, shkalleve etj). Ngarkesat e normuara qe jane marre ne considerate per strukturen e mesiperme jane paraqitur ne tabelen e meposhtme:

DEAD LOADS				
Concrete specific gravity:	25.00	kN/m ³	Slab coating:	1.50 kN/m ²
Steel specific weight:	78.00	kN/m ³	Room tiling:	1.50 kN/m ²
Header wall weight:	3.60	kN/m ²	Staircase tiling:	1.30 kN/m ²
Stretcher wall weight:	2.10	kN/m ²	Soil specific gravity:	18.00 kN/m ³

1) Te perhershme (te Normuara)

Pësha Vetjake e Soletes $t = 15 \text{ cm}$	$g_{sol}, 15 \text{ cm} = 275 \text{ kg/m}^2$
Shtresat si ngarkese siperfaqesore	$g_{sht} = 150 \text{ kg/m}^2$
Shtresat e taraces si ngarkese siperfaqesore	$g_{tar} = 200 \text{ kg/m}^2$
Muret si ngarkese siperfaqesore e shperndare	$g_m = 240 \text{ kg/m}^2$
Ngarkesa nga tavanet e varura përfshirë instalimet	$g_{tav} = 50 \text{ kg/m}^2$
Vetratat e xhamit (fasadat)	$g_{xh} = 100 \text{ kg/m}^2$

b. Ngarkesat Variable (te Normuara) Ngarkesat e perkohshme (Live Loads - LL)

Si ngarkesa te perkohshme ne strukture jane llogaritur ngarkesat e shfrytezimit te dyshemeve te banesave, nderkateve, shkalleve, taracave etj, te cilat ne menyre te permbledhur jane paraqitur gjithashtu ne tabelen e meposhtme:

LIVE LOADS

Residences floors:	2.00	kN/m ²	Offices floors:	2.00	kN/m ²
Balconies floors:	5.00	kN/m ²	Staircases floors for residences:	3.50	kN/m ²
Stores floors:	5.00	kN/m ²	Staircases floors for offices:	3.50	kN/m ²

Ngarkesat e mesiperme jane nominale dhe varesi te kombinimit per te cilin do te kontrollohet struktura, ngarkesat e perhershme (DL) apo ato te perkohshme (LL) shumezohen me koeficientin perkates te sigurise.

2) Te perkohshme (te Normuara)

Ngarkesa e perkohshme per banim	200 kg/m ²
Ngarkesa e perkohshme per taracen	200 kg/m ²
Ngarkesa e perkohshme per shkallet dhe ambjente konsol	500 kg/m ²

b. Ngarkesat Sizmike

Sizmiciteti i Zones	Bazuar ne Raportin e Studimit Sizmik
Kategoria e Truallit	E Trete - II (KTP-N2-89), c (EC8 2004)
Koeficienti i rendesise	$k_r = 1.0$
Shpejtimi Sizmik	$a_g = 0.280$ (Studimi Inxhiniero-Sizmologjik)
Faktori i sjelljes	$q = 1.50$ (i percaktuar teorikisht ne mbeshtetje me EC8 2005)
Koeficienti i shuarjes	$\zeta = 5\%$
Faktori i korrigjimit te shuarjes	$\eta = 1$
Faktori i themeleve	$\beta = 2.5$
Objekt i rregullt ne lartesi	$K_r = 1$
Spektri	TIPI 1

SEISMIC PARAMETERS			
Earthquake Risk Zone: (PGA)	0.270	Building Importance Factor:	1.00
Seismic Behaviour Factor (q):	1.50	Foundation Factor:	2.50
Spectral period (T1):	0.20	Spectral Amplification Factor:	1.00
Spectral Period (T2):	0.60	Critical Damping Factor:	0.05
Spectral Exponent:	0.67		

Tab.1 Kombinimet e ngarkesave

A	$1.35G + 1.50Q$		
1B	$1.00G + 0.30Q + 1.00E_x + e_{ccy} + 0.30E_y + e_{ccx}$	1C	$1.00G + 0.30Q + 1.00E_x + e_{ccy} - 0.30E_y + e_{ccx}$
1D	$1.00G + 0.30Q + 0.30E_x + e_{ccy} + 1.00E_y + e_{ccx}$	1E	$1.00G + 0.30Q - 0.30E_x + e_{ccy} + 1.00E_y + e_{ccx}$
1F	$1.00G + 0.30Q - 1.00E_x + e_{ccy} - 0.30E_y + e_{ccx}$	1G	$1.00G + 0.30Q - 1.00E_x + e_{ccy} + 0.30E_y + e_{ccx}$
1H	$1.00G + 0.30Q - 0.30E_x + e_{ccy} - 1.00E_y + e_{ccx}$	1I	$1.00G + 0.30Q + 0.30E_x + e_{ccy} - 1.00E_y + e_{ccx}$
2B	$1.00G + 0.30Q + 1.00E_x - e_{ccy} + 0.30E_y + e_{ccx}$	2C	$1.00G + 0.30Q + 1.00E_x - e_{ccy} - 0.30E_y + e_{ccx}$
2D	$1.00G + 0.30Q + 0.30E_x - e_{ccy} + 1.00E_y + e_{ccx}$	2E	$1.00G + 0.30Q - 0.30E_x - e_{ccy} + 1.00E_y + e_{ccx}$
2F	$1.00G + 0.30Q - 1.00E_x - e_{ccy} - 0.30E_y + e_{ccx}$	2G	$1.00G + 0.30Q - 1.00E_x - e_{ccy} + 0.30E_y + e_{ccx}$
2H	$1.00G + 0.30Q - 0.30E_x - e_{ccy} - 1.00E_y + e_{ccx}$	2I	$1.00G + 0.30Q + 0.30E_x - e_{ccy} - 1.00E_y + e_{ccx}$
3B	$1.00G + 0.30Q + 1.00E_x + e_{ccy} + 0.30E_y - e_{ccx}$	3C	$1.00G + 0.30Q + 1.00E_x + e_{ccy} - 0.30E_y - e_{ccx}$
3D	$1.00G + 0.30Q + 0.30E_x + e_{ccy} + 1.00E_y - e_{ccx}$	3E	$1.00G + 0.30Q - 0.30E_x + e_{ccy} + 1.00E_y - e_{ccx}$

3F	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy - 0.30Ey-eccx$	3G	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy + 0.30Ey-eccx$
3H	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy - 1.00Ey-eccx$	3I	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy - 1.00Ey-eccx$
4B	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy + 0.30Ey-eccx$	4C	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy - 0.30Ey-eccx$
4D	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy + 1.00Ey-eccx$	4E	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy + 1.00Ey-eccx$
4F	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy - 0.30Ey-eccx$	4G	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy + 0.30Ey-eccx$

- Faktori i sjelljes

Referuar EN 1998-1:2004 5.2.2.2 per faktorin e sjelljes q , kemi:

$$q = q_0 * k_w$$

ku:

q_0 – vlera baze e faktorit te sjelljes bazuar ne sistemin struktural dhe rregullsi ne vertikaloet.

k_w – faktor i cili perfaqeson moden predominuese te shkaterrimit ne sistemin me mure

Table 5.1: Basic value of the behaviour factor, q_0 , for systems regular in elevation

STRUCTURAL TYPE	DCM	DCH
Frame system, dual system, coupled wall system	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Uncoupled wall system	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Torsionally flexible system	2,0	3,0
Inverted pendulum system	1,5	2,0

$$q_0 = 3.0 \alpha_u / \alpha_1$$

EN 1998-1:2004 Perioda Strukturore

Egzistojne tre opsione per llogaritjen e perodes strukturore te perdorur ne llogaritjet e ngarkeses sizmike anesore sipas EN 1998-1:2004. Ato jane:

Perioda e Prafert: Llogaritet perioda fundamentale duke u bazuar ne (EN 1998-1 Eqn. 4.6). Vlera e H percaktohe nga programet ne lidhje me lartesi e kateve ne inpute.

$$T = C_t H^{3/4} \quad (\text{EN 1998-1 Eqn. 4.6})$$

ku C_t perkufizohet si (EN 1998-1 section 4.3.3.2.2(3)):

- $C_t = 0.085$ kur momenti perballohet nga ramat
- $= 0.075$ kur momenti perballohet nga ramat e betonit
- $= 0.075$ per ramat e celikut te lidhura me jashteqendersi
- $= 0.05$ per cdo lloj tjeter strukture

Lartesia H matet nga minimumi i katit te pare te percaktuar ne maksimumin e katit te fundit te percaktuar ne metra.

Llogaritur nga programi: Programet fillojne me perioden e modit te llogaritur i cili ka pjesemarrjen me te madhe te mases ne drejtimin e llogaritur (X apo Y). Kjo quhet perioda T_{mode}

E Percaktuar: Ne kete rast perioda strukturore futet manualisht dhe programet e perdorin per llogaritjet. Nuk vendosen kunder TA or T_{mode} . Ky krahasim konsiderohet i kryer para se te percaktohet perioda.

Inpute dhe Koeficente Shtese

Spektri i projektimit, $S_d(T_1)$, eshte bazuar ne Seksionin 3.2.2.5(4) te EN 1998-1:2004 dhe ne Tab 3.2 ose ne Tab 3.3.

Perzgjedhja e rekomanduar e spektrit jepet ne EN 1998-1:2004 Seksioni 3.2.2.2(2)P Tabela 3.2 dhe Tabela 3.3. Faktori i sjelljes, q , bazohet ne Seksionin 3.2.2.5 te EN 1998-1:2004 i cili eshte nje perafirim i raportit te forcave sizmike qe struktura do perballonte nese pergjigja do te ishte plotesisht elastike me 5% shuarje viskoze ndaj forcave sizmike te perdorura ne projektim ne analizen konvencionale elastike. Zakonisht vlera e q merret jo me e madhe se 1.5.

Faktori i kufirit te poshtem per spektrin horizontal te projektimit, β , jepet ne Aneksin kombetar. Vlera e rekomanduar e β eshte 0.2.

Lloji i bazamentit mund te jete A, B, C, D ose E. Sipas EN 1998-1:2004 Seksioni 3.1.2 per klasifikimin e nentokes. Tipi i tokes i kombinuar me perioden T_1 , perdoren per percaktimin e spektrit te projektimit $S_d(T_1)$, sic pershkruhet ne Nenseksionin 3.2.2.5 te EN 1998-1:2004.

λ eshte factor korelues, vlera e λ eshte e barabarte me 0.85 nese $T_1 \leq 2T_c$ dhe nese ndertesa ka me shume se dy kate ose $\lambda = 1.0$ per cdo rast tjeter.

Algoritmi per Ngarkesen Sizmike sipas EN 1998-1:2004

Algoritmi per percaktimin e ngarkeses sizmike sipas EN 1998-1:2004 eshte bazuar ne Seksionin 4.3.3.2 te EN 1998-1:2004 i quajtur "Metoda e Analizes se Ngarkeses Anesore." Nje periode strukturore eshte percaktuar si ne paragrafin me siper.

Programi llogarit spektrin e projektimit, $S_d(T_1)$ per ngarkesen horizontale bazuar ne Seksioni 3.2.2.5(4) sipas EN 1998-1:2004 Tabela 3.2 ose Tabela 3.3.

Forca perese horizontale ne baze, llogaritet sipas (EN 1998-1 Eqn. 4.5):

$$F_b = S_d(T_1) W \lambda \quad (\text{EN 1998-1 Eqn. 4.5})$$

W = Masa e nderteses (bazuar ne masen e specifikuar)

\cdot = Faktor korigjues

Forca perese horizontale ne baze, F_b , eshte shperndare pergjate lartesis se nderteses ne perputhje me (EN 1998-1 Eqn. 4.11).

$$F_{katit} = (W_{katit} * h_{katit} / \sum W_{katit} * h_{katit}) * V \quad (\text{EN 1998-1 Eqn. 4.11})$$

ku,

F_{katit} = Pjesa e forces prerese horizontale e aplikuar ne kat

V = Forca perese horizontale ne ndertese

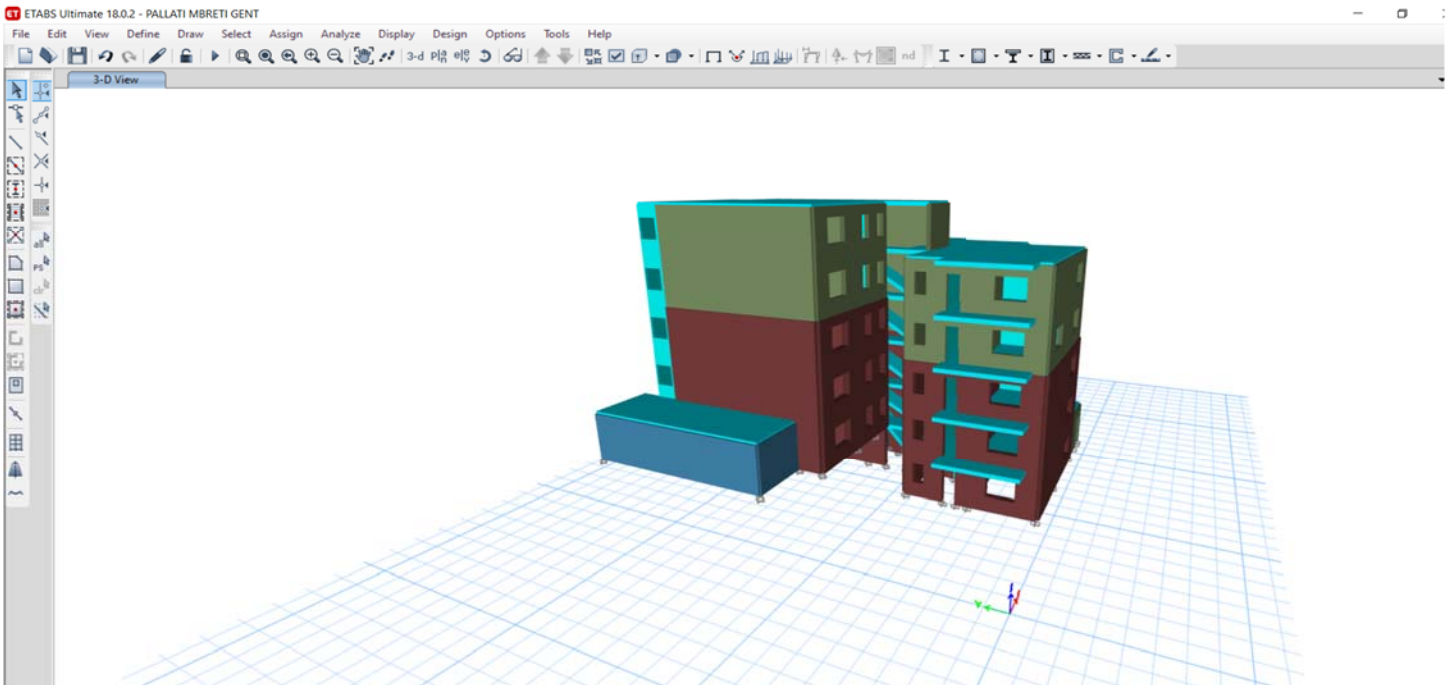
w_{katit} = Masa e katit (bazuar ne masen e specifikuar).

h_{katit} = Lartesia e katit, nga baza e struktures deri ne pjesen e siperme te katit.

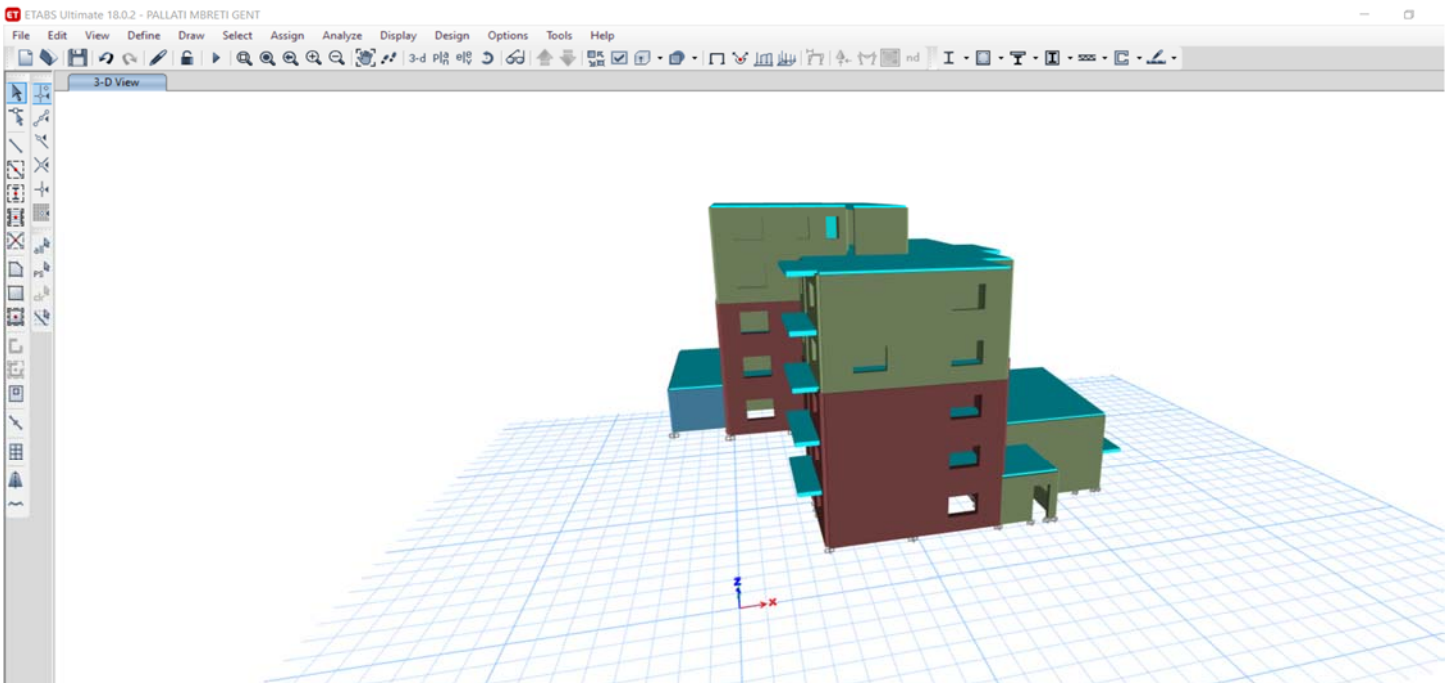
n = Numri i kateve ne strukture.

- Me poshte tregohen fragmente te modelimit te **struktures ekzistuese** per qellimet e keij studimi, me programet e avancuara kompjuterike ETABS 2018 dhe TSD 2019:

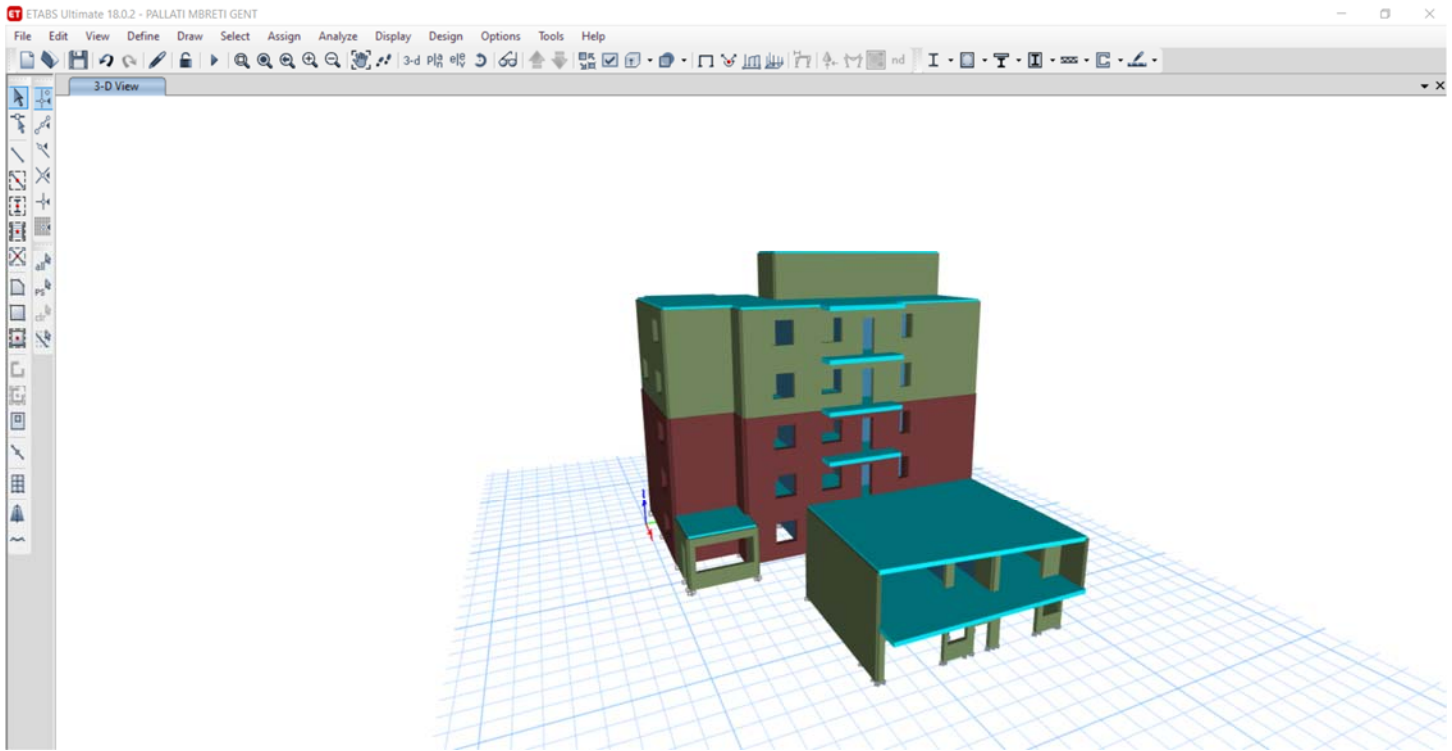
- Modeli Llogarites 3 permasor (Pamje 3D)



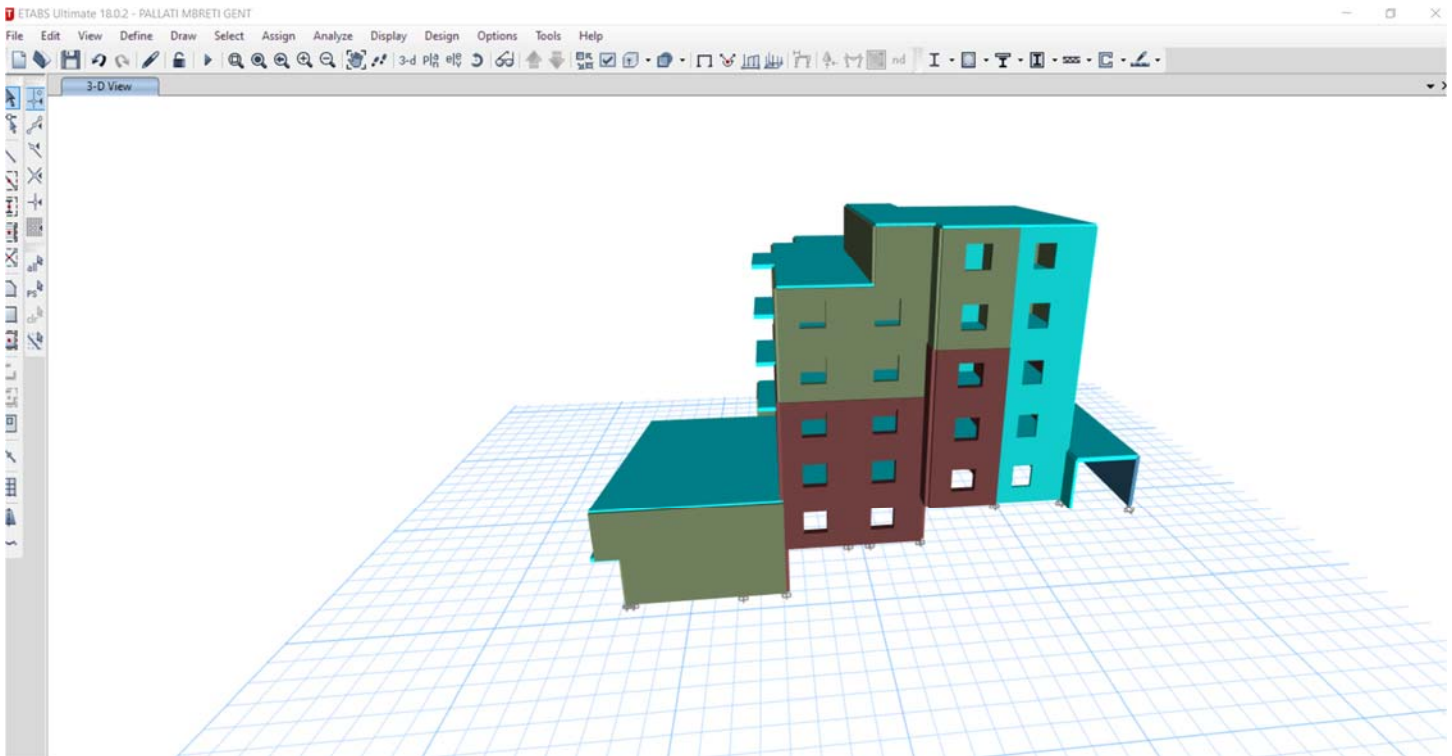
- Modeli Llogarites 3 permasor (Pamje 3D)



- Modeli Llogarites 3 permasor (Pamje 3D)

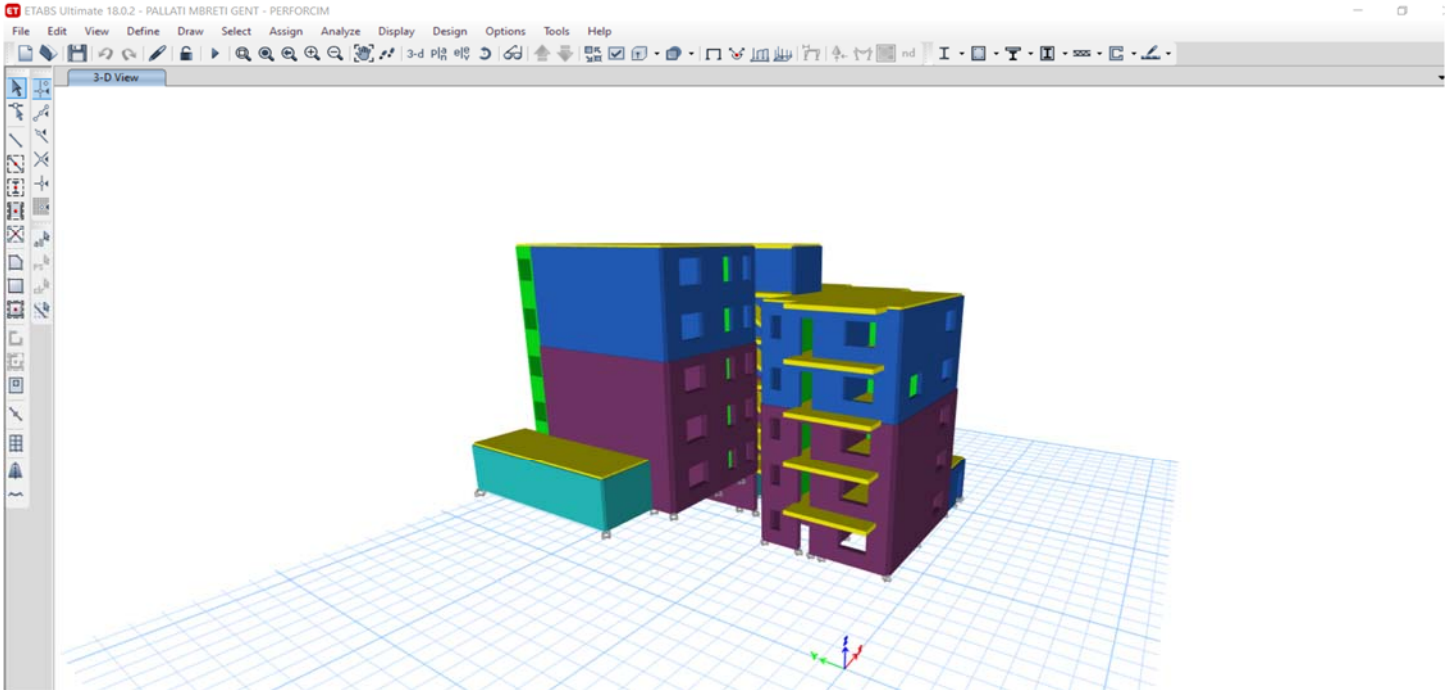


- Modeli Llogarites 3 permasor (Pamje 3D)

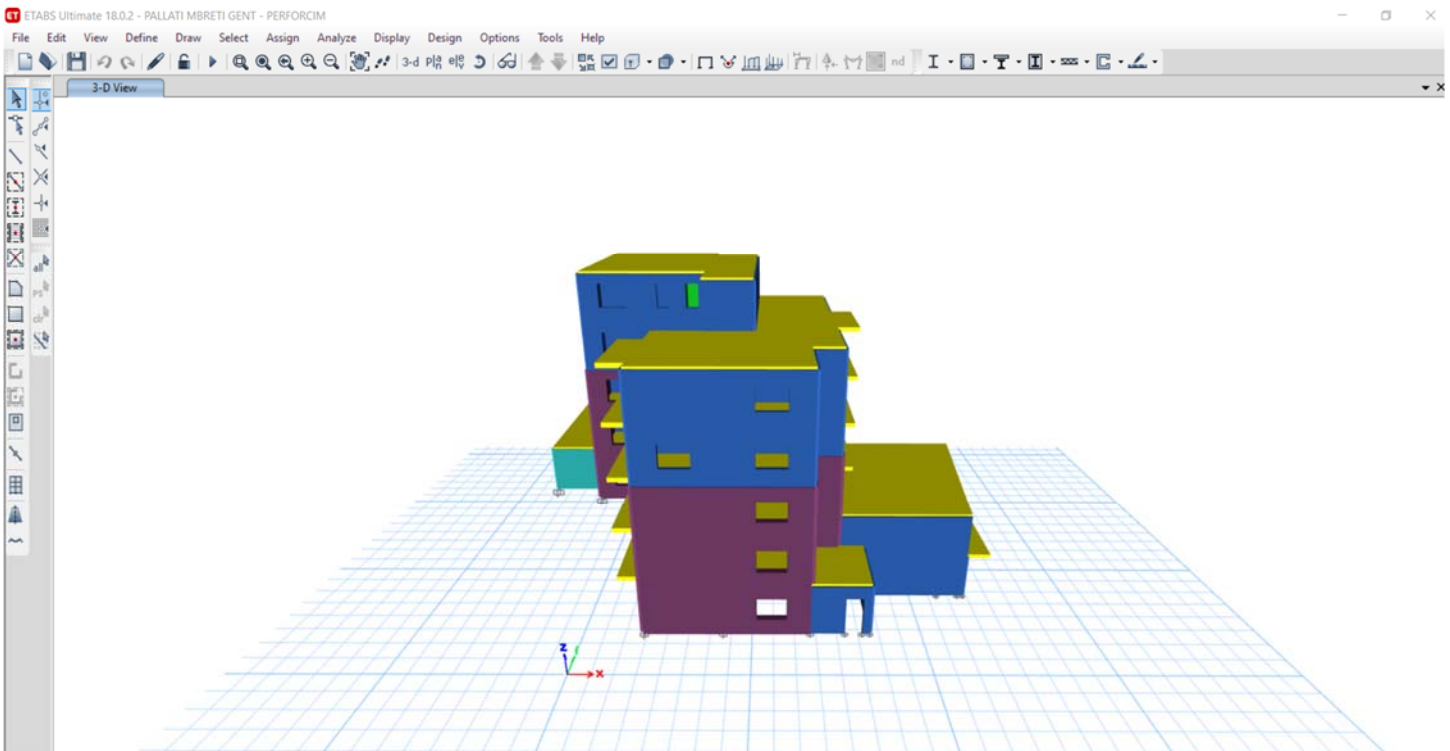


- Me poshte tregohen fragmente te modelimit te **struktures se perforcuar** per qellimet e keij studimi, me programet e avancuara kompjuterike ETABS 2018 dhe TSD 2019:

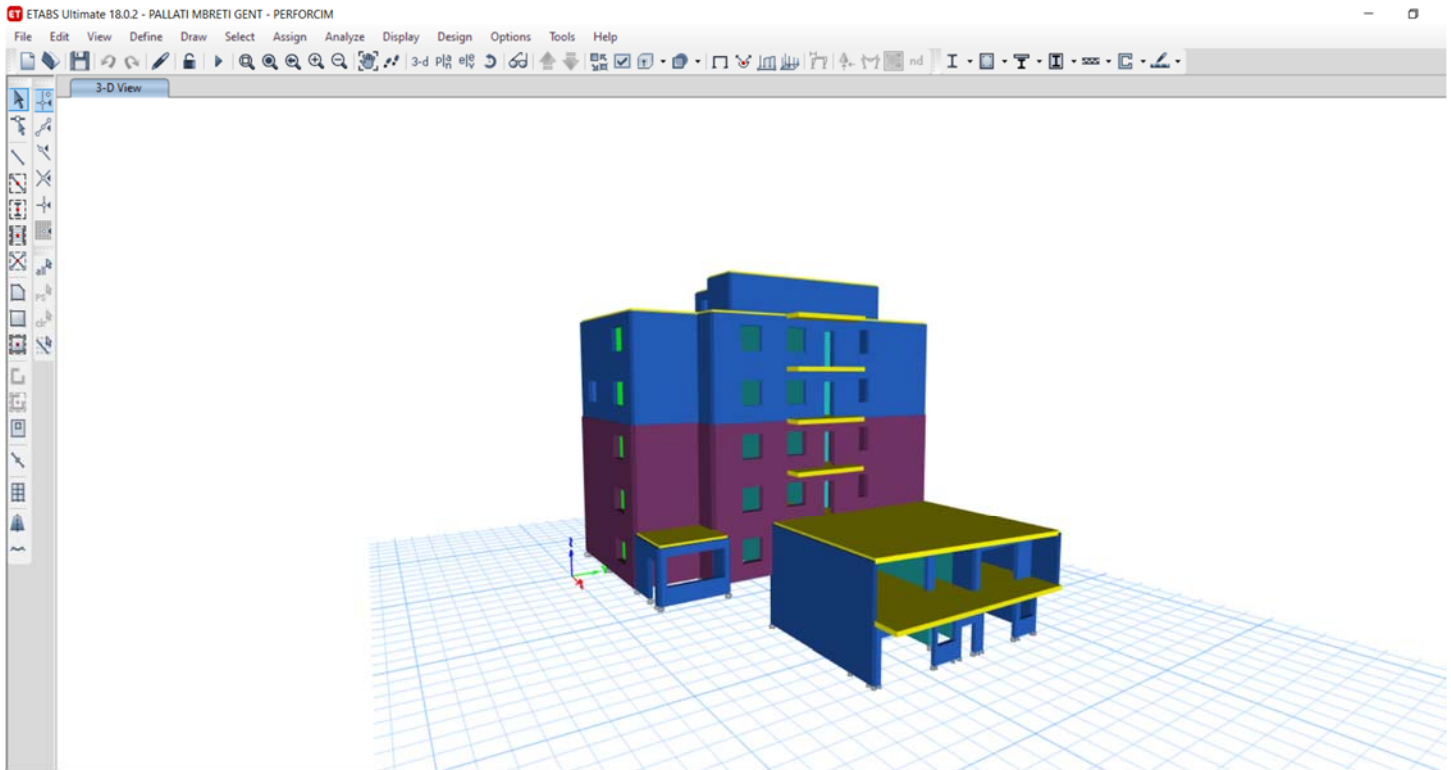
- Modeli Llogarites 3 permasor (Pamje 3D)



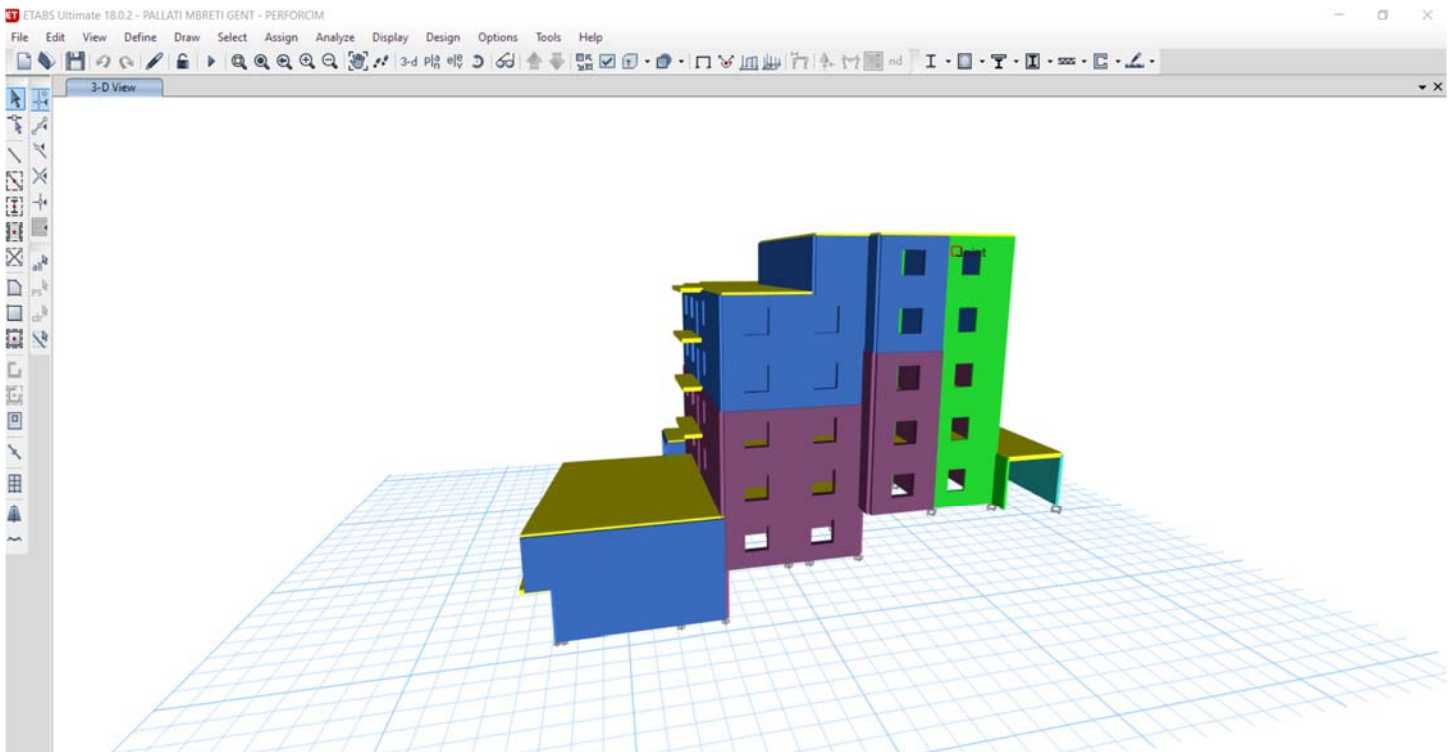
- Modeli Llogarites 3 permasor (Pamje 3D)



- Modeli Llogarites 3 permasor (Pamje 3D)



- Modeli Llogarites 3 permasor (Pamje 3D)



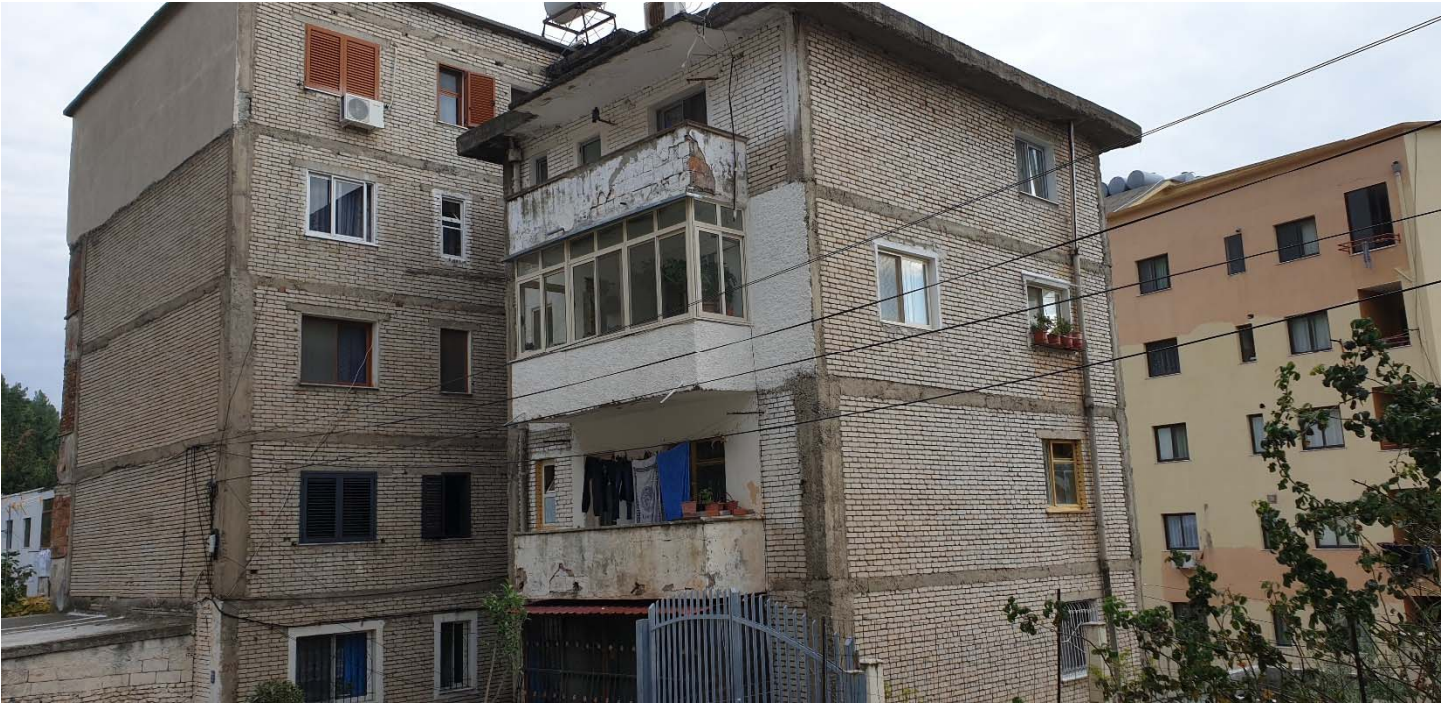
g) Evidentimi dhe Katalogimi i Demtimeve

Foto 1. Pallati Mbreti Gent, Fasada 1.



Foto. 2, Fasada 2.



Foto. 3, Fasada 3.



Foto 4. Plasaritje terthore ne muret e katit te dyte.



Foto 5. Plasaritje ne muret mbajtese te katit perdhe.

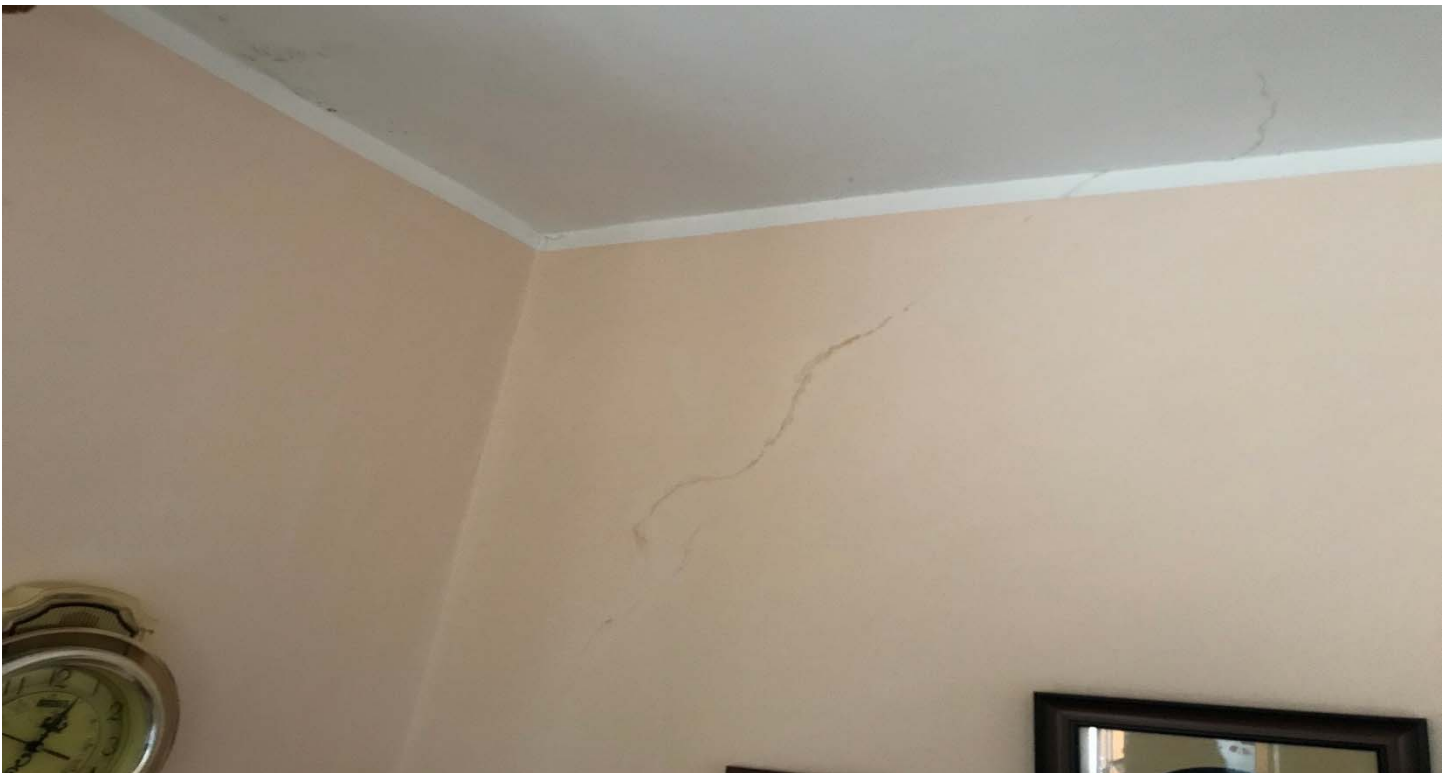


Foto 6. Plasaritje terthore ne muret dhe soleten e katit perdhe.

h) Analiza Lineare e Modelit Ekzistuese

Analiza statike dhe dinamike për të përcaktuar reagimin e strukturës ndaj tipeve të ndryshme të ngarkimit të strukturës është kryer me programin **TEKLA STRUCTURAL DESIGNER 2019 dhe ETABS 2017 ULTIMATE**. Modelimi i strukturës në teresi dhe i çdo elementi bëhet mbi bazën e metodës së elementeve të fundem (Finite Element Metode - FEM) e cila është një metode e përafërt dhe praktike duke gjetur përdorim të gjërë sot në kushtet e epërsisë, që krijon përdorimi i programeve kompjuterike.

Analiza dinamike ka në bazën e saj analizën modale me **metoden e spektrit të reagimit**. Në metoden e analizës Response Spectrum, ngarkesat dinamike, (sizmike) të llogaritura pranohen si ngarkesa ekuivalente statike dhe ushtrohen në vendin e masave të përqendruara. Si baze për metoden e llogaritjeve dinamike me metoden e **spektrit të reagimit** shërben **analiza e vlerave të veta dhe e vektoreve të vete**. Me anë të kësaj metode përcaktohen format e lëkundjeve vetjake dhe frekuencat e lëkundjeve të lira. **Vlerat dhe vektorët e vete** japin pa dyshim një pasqyrë të qartë dhe të plotë për përcaktimin e sjelljes së strukturës nën veprimin e ngarkesave dinamike. Programi **ETABS** automatikisht kërkon modet me frekuencë rrethore me të ulëta (perioada me të larta) –*shiko tabelën përkatëse*– si me kontribues në thithjen e ngarkesave sizmike nga struktura. Numri maksimal i modeve të kerkuara nga programi është kushtëzuar nga vete grupi i ekspertizës në $n=12$ mode, nderkohe që masat e kateve të këtij objekti janë konsideruar me tre shkallë lirie, na të cilat *2 translative dhe një rrotulluese sipas planit të vete soletes*. Frekuenca ciklike f (cikle/sec), frekuenca rrethore ω (rad/sec) dhe perioda T (sec) janë lidhur midis tyre nëpërmjet relacioneve: $T=1/f$ dhe $f=\omega/2\pi$. Si rezultat i analizës merren zhvendosjet, forcat e brendshme (M, Q, N,) dhe sforcimet σ në çdo element të strukturës.

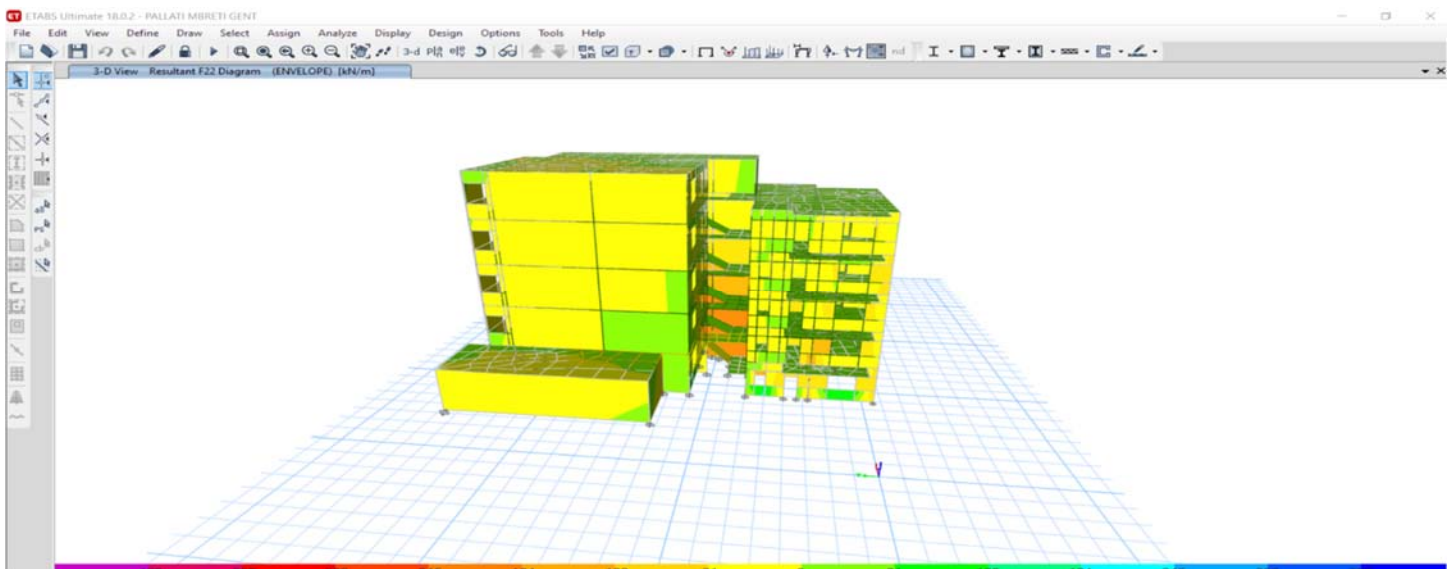
Llogaritja sizmike është kryer përmes spektrit të reagimit, sipas KTP-N2-89 dhe Eurokodit 8 TIPI 1. Parametrat për llogaritjen në sizmicitet janë marrë sipas Eurokodit 8.:

Shenim: Ky studim është bazuar për vlersimin e këtij projekt zbatimi në Kushtet Teknike Shqiptare të Projektimit si edhe në Eurocodet 1, 2, 5,6, 8.

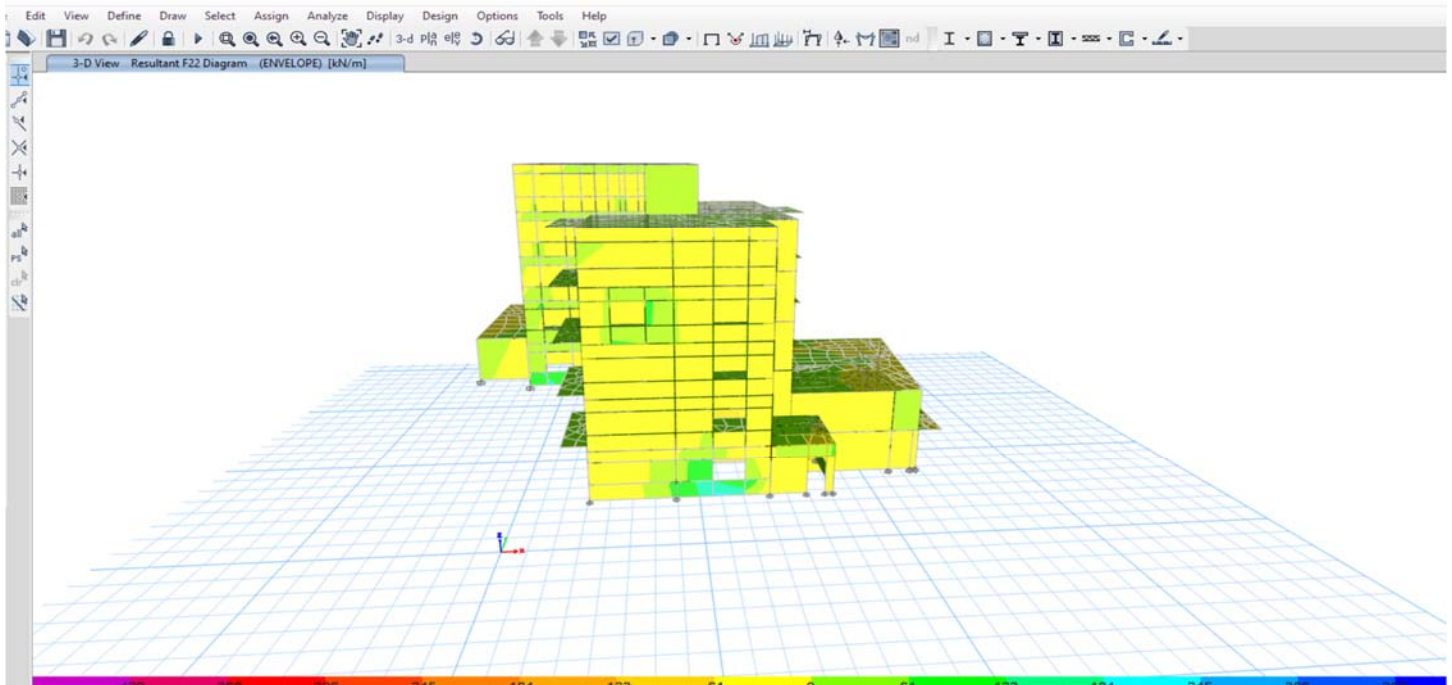
I. Analiza Lineare, Modelit Ekzistues.

Me poshtë paraqiten disa fragmente nga **analiza lineare** për llogaritjet e **strukturës ekzistuese** për efektet e këtij studimi:

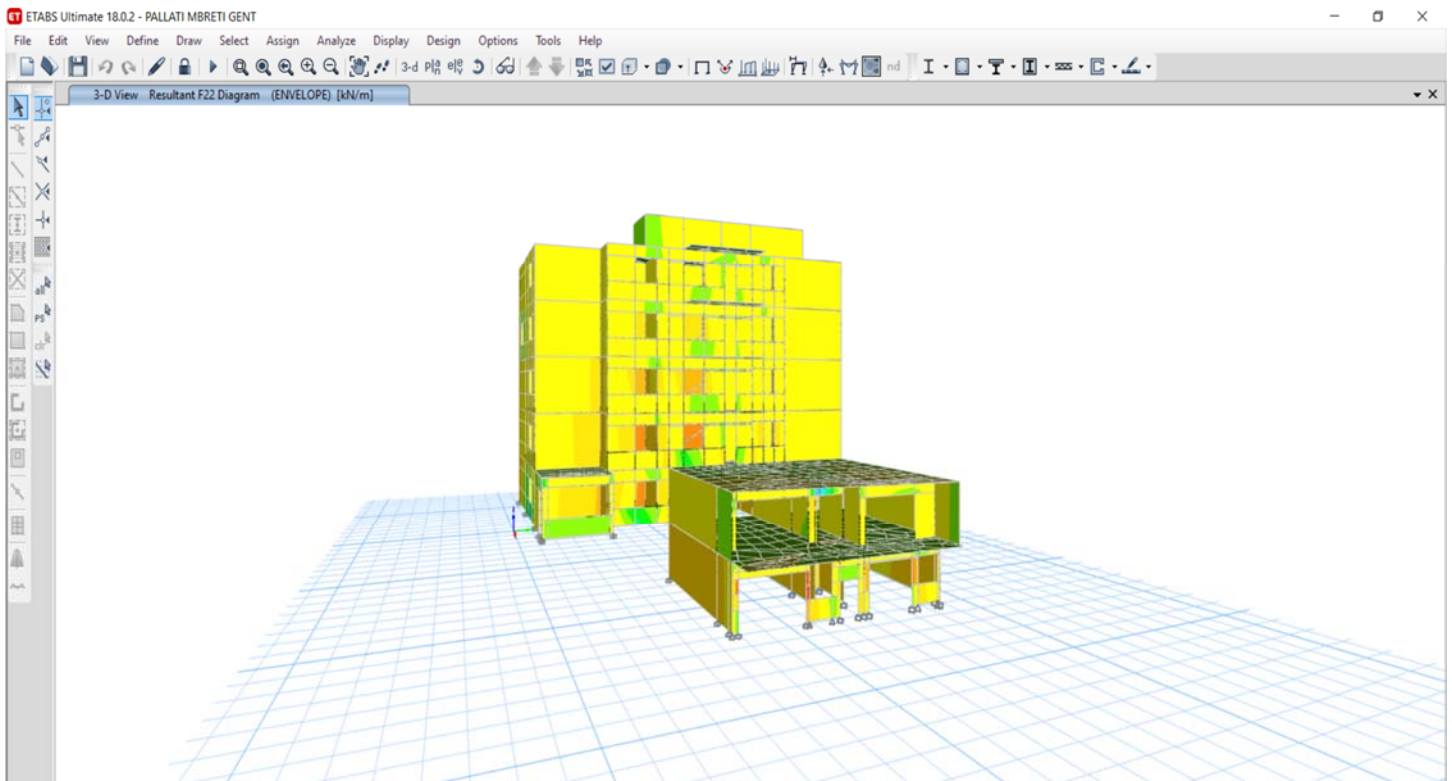
- Paraqitje 3D e sforcimeve në strukturë.



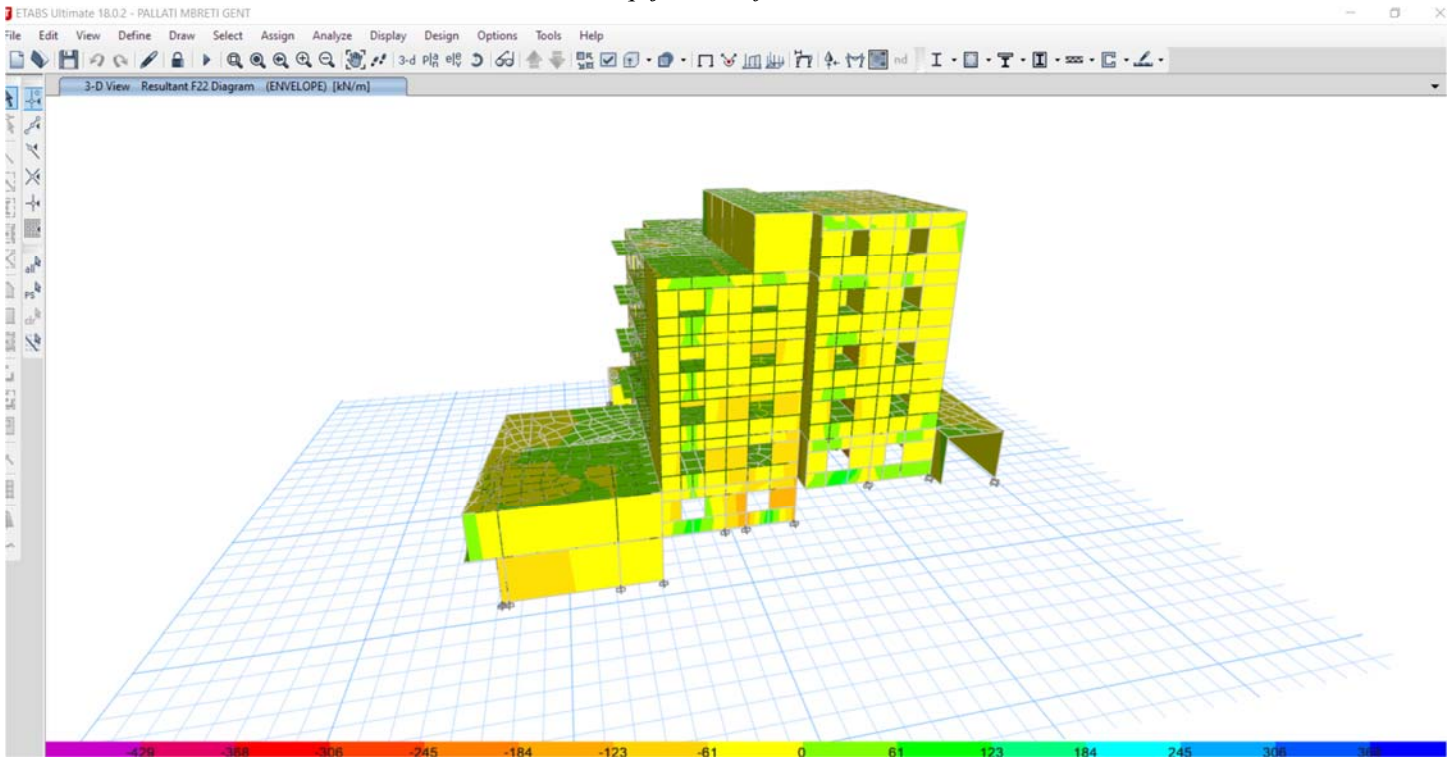
- Paraqitje 3D e sforcimeve ne strukture.



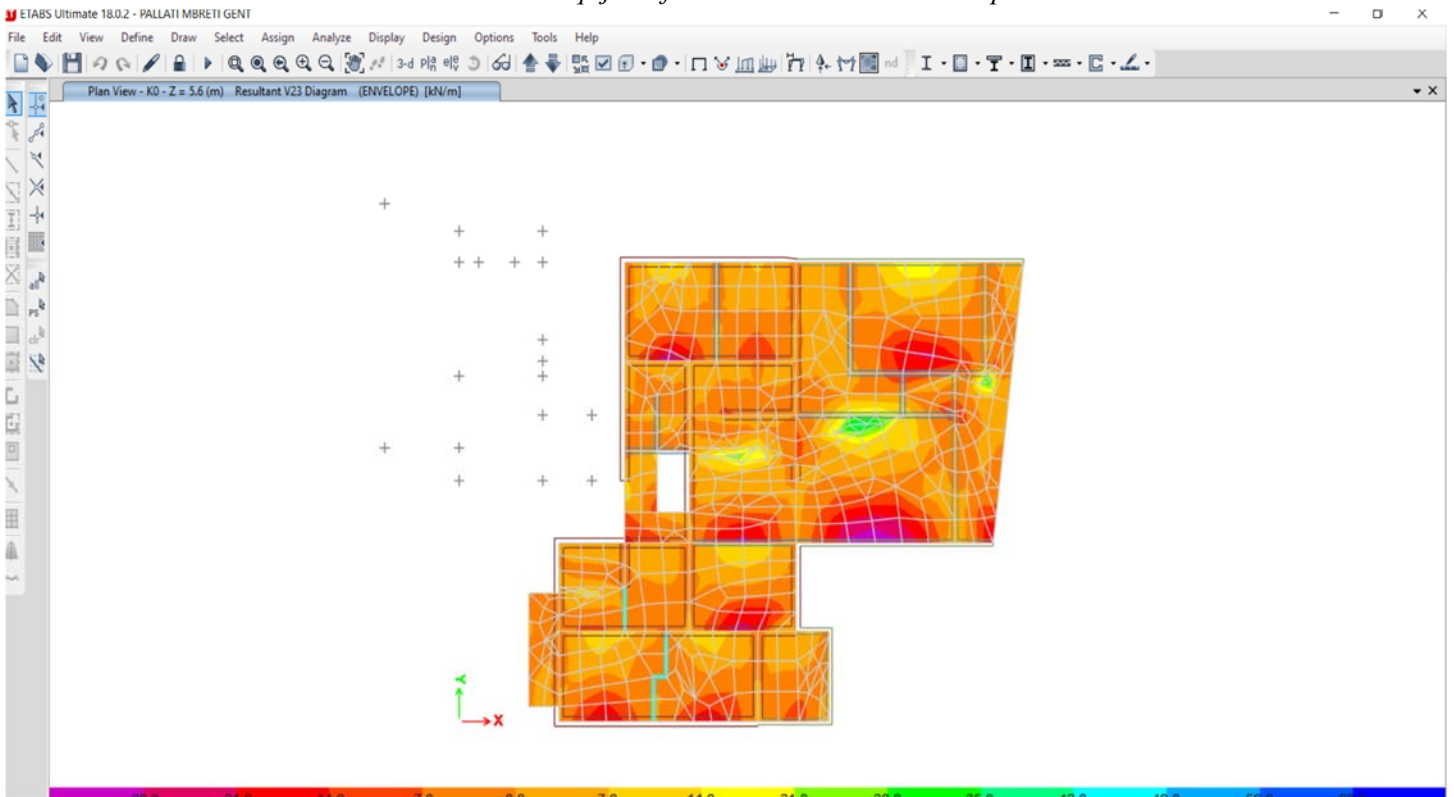
- Paraqitje 3D e sforcimeve ne strukture.



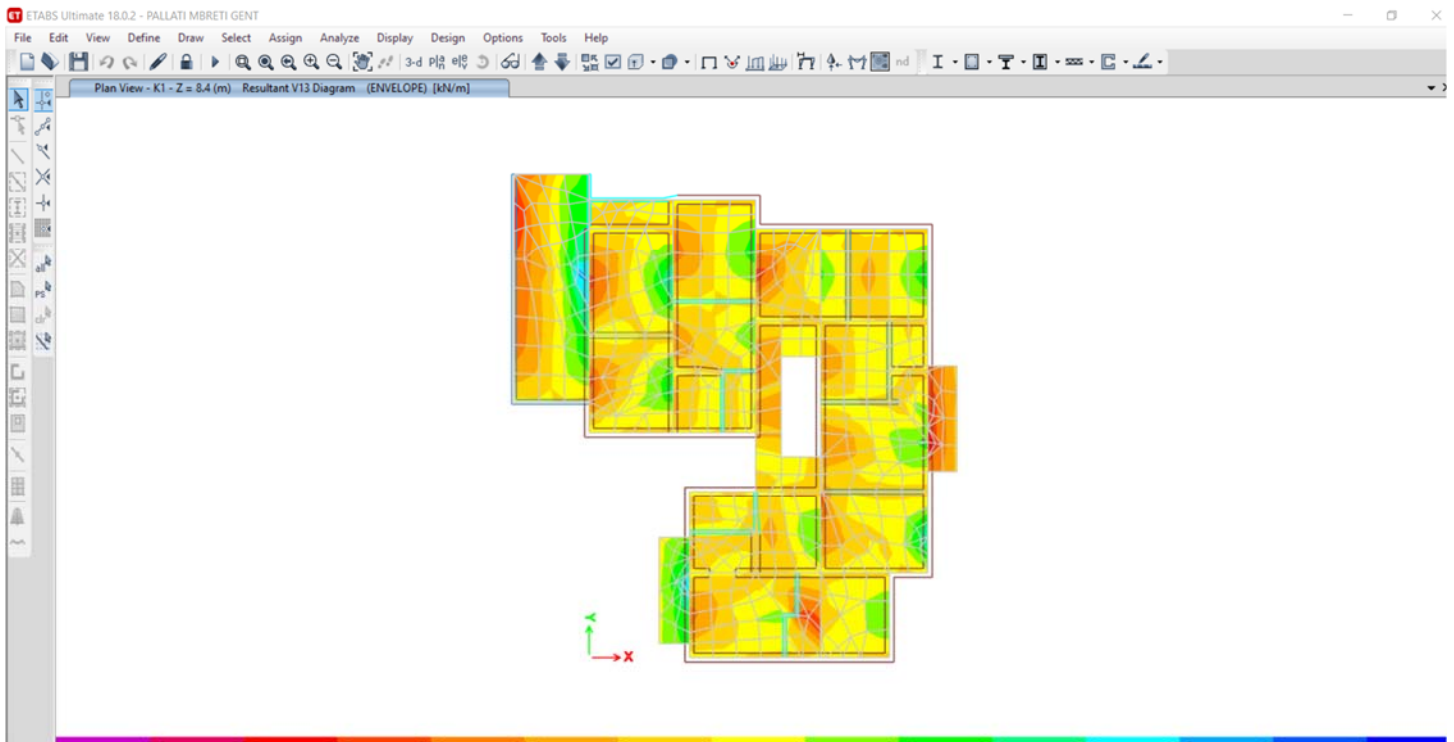
- Paraqitje 3D e sforcimeve ne strukture.



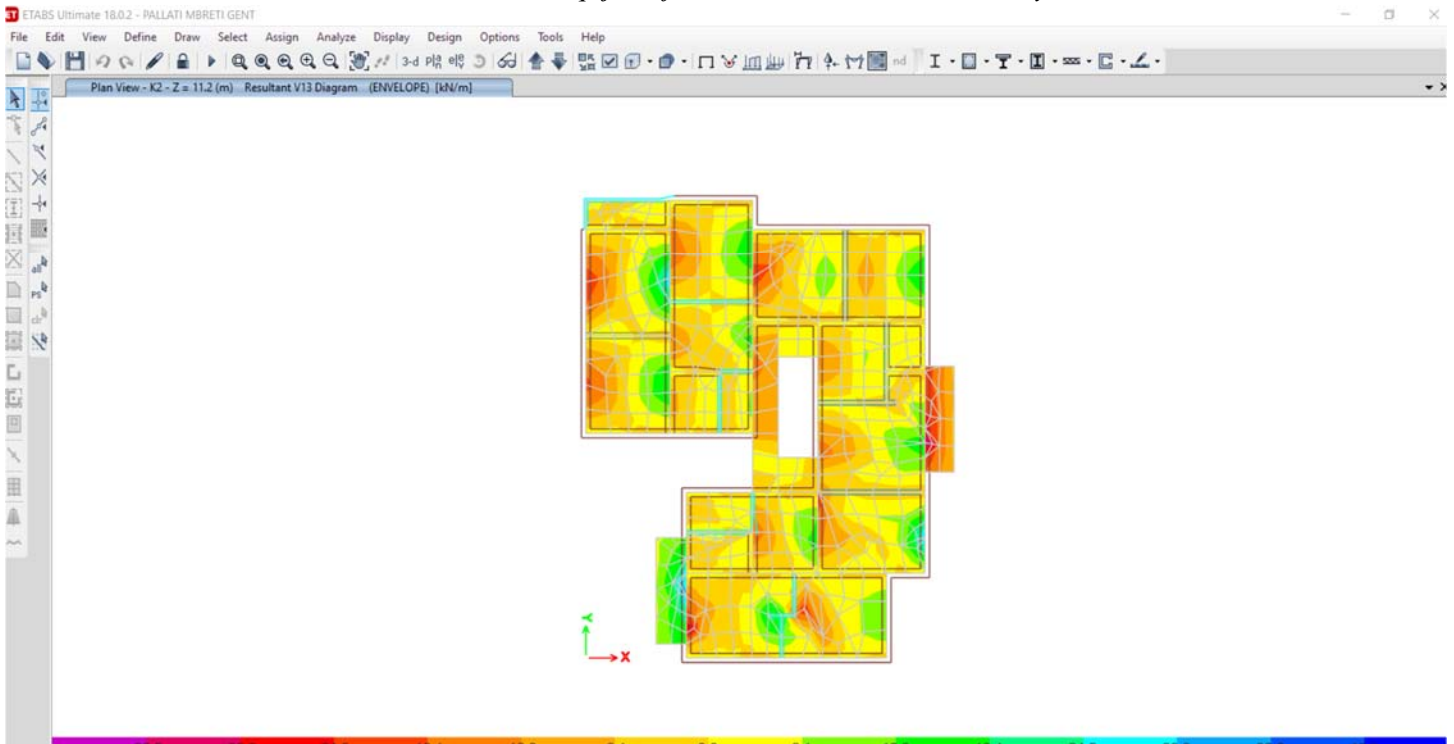
- Paraqitje e sforcimeve ne soleten e katit perdhe.



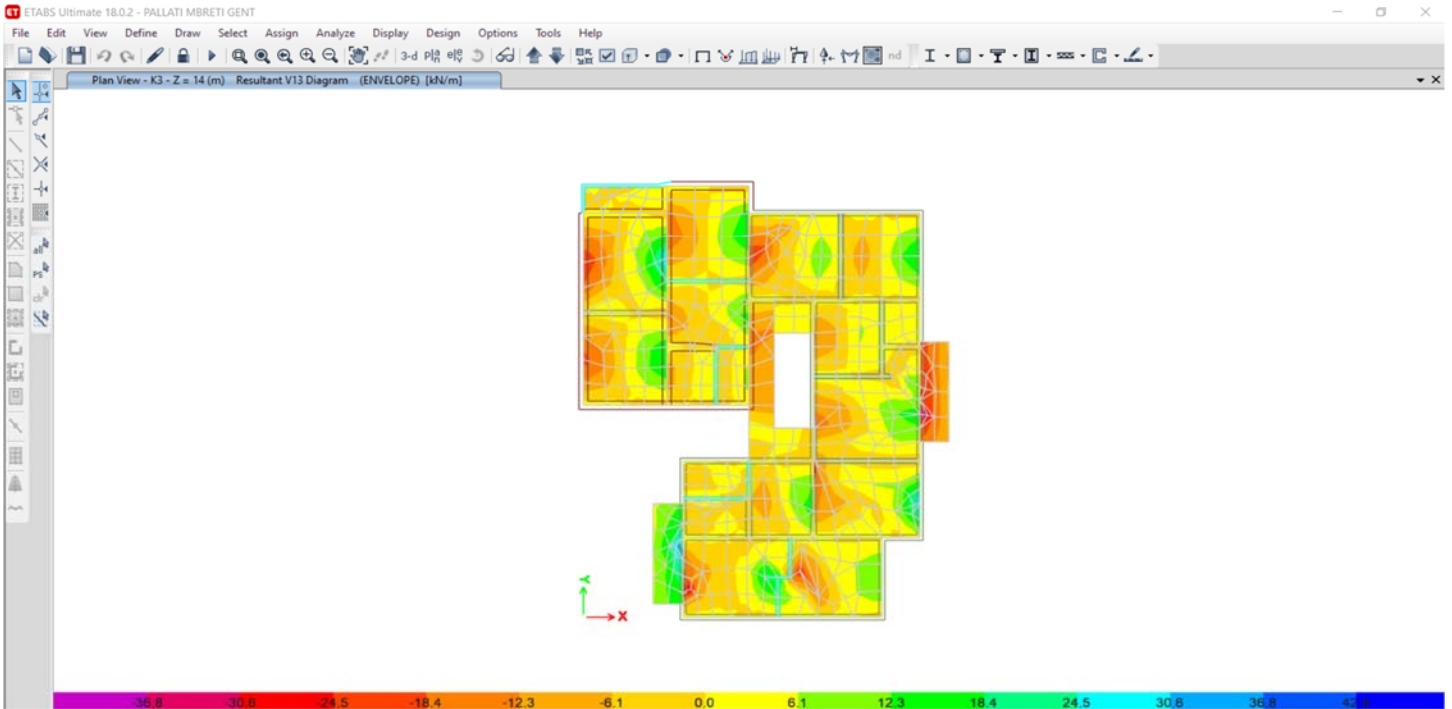
- Paraqitje e forcimeve ne soleten e katit te pare.



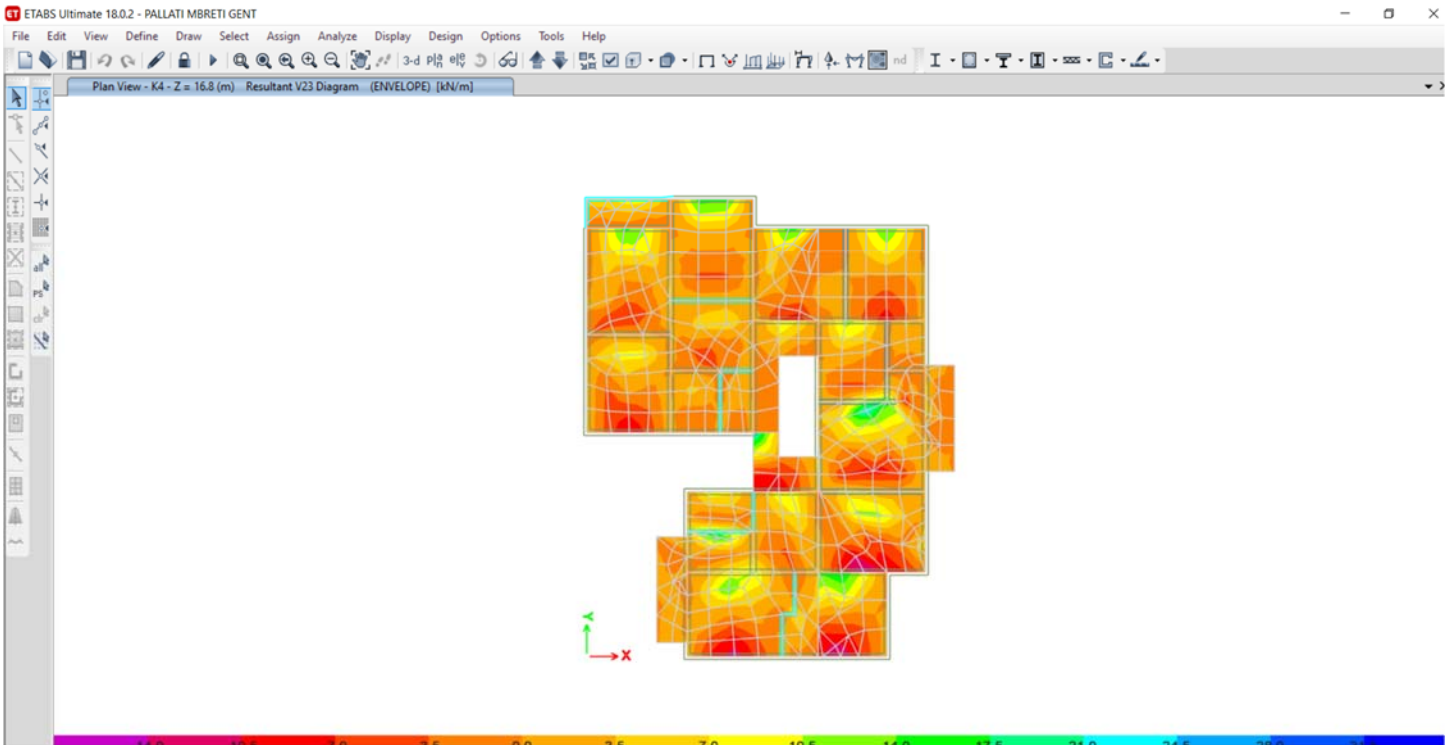
- Paraqitje e forcimeve ne soleten e katit te dyte.



- Paraqitje e sforcimeve ne soleten e katit te trete.



- Paraqitje e sforcimeve ne soleten e katit te katert.



- Me poshte paraqiten tabela, grafike dhe te rezultate te tjera te marra nga analizimi i struktures egzistues me ane te programit ETABS 17:

PERIODA DHE FREKUENCA E LEKUNDJEVE

TIPI	MODA	PERIODA	FREK.	FREK. RRETHORE	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.053	18.749	117.8066	13878.3898
Modal	2	0.051	19.512	122.6	15030.7513
Modal	3	0.041	24.217	152.1612	23153.0161
Modal	4	0.033	30.251	190.0752	36128.5687
Modal	5	0.026	37.989	238.6944	56975.0383
Modal	6	0.023	42.648	267.9636	71804.4695
Modal	7	0.021	48.023	301.7381	91045.8977
Modal	8	0.02	51.194	321.6643	103467.941
Modal	9	0.019	52.836	331.9809	110211.337
Modal	10	0.017	58.489	367.4958	135053.19
Modal	11	0.017	59.671	374.923	140567.219
Modal	12	0.017	59.768	375.5338	141025.644

REAKSIONET NE BAZE							
KOMBINIMI	TIPI	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Envelope	Max	5290.8734	5409.212	45031.4372	487451.845	-204680.302	72871.3551
Envelope	Min	-5290.8734	-5409.212	30414.9389	257040.9407	-410735.738	-72871.3551

FORCAT NE KATE

KATI	KOMBINIMI	POZICIONI	P	VX	VY	T	MX	MY
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
K5	Envelope Max	Top	1729.241	714.7496	669.4815	10698.08	24209.43	-5447.09
K5	Envelope Max	Bottom	3171.777	714.7496	669.4815	10698.08	44334.68	-9014.61
K5	Envelope Min	Top	1073.556	-714.75	-669.482	-10698.1	15029.82	-8773.96
K5	Envelope Min	Bottom	2142.101	-714.75	-669.482	-10698.1	28062.86	-16291.9
K4	Envelope Max	Top	6962.754	2074.223	2020.26	28979.97	83676.01	-27737.6
K4	Envelope Max	Bottom	9963.666	2074.223	2020.26	28979.97	115224.9	-39315.1
K4	Envelope Min	Top	4495.634	-2074.22	-2020.26	-28980	52486.94	-46450.1
K4	Envelope Min	Bottom	6700.775	-2074.22	-2020.26	-28980	70020.12	-70110.3
K3	Envelope Max	Top	13754.64	3330.733	3292.237	45480.69	154566.2	-58038.1

K3	Envelope Max	Bottom	17137.03	3330.733	3292.237	45480.69	191645	-67080.6
K3	Envelope Min	Top	9054.308	-3330.73	-3292.24	-45480.7	94444.2	-100269
K3	Envelope Min	Bottom	11542.02	-3330.73	-3292.24	-45480.7	112528.5	-125187
K2	Envelope Max	Top	20928	4306.106	4282.804	58370.07	230986.4	-85803.5
K2	Envelope Max	Bottom	25120.93	4306.106	4282.804	58370.07	274817.3	-98182.7
K2	Envelope Min	Top	13895.55	-4306.11	-4282.8	-58370.1	136952.6	-155346
K2	Envelope Min	Bottom	16983.67	-4306.11	-4282.8	-58370.1	157320.1	-188321
K1	Envelope Max	Top	29439.76	4974.653	4967.736	67477.97	322486.4	-116381
K1	Envelope Max	Bottom	33809.39	4974.653	4967.736	67477.97	369373.4	-126355
K1	Envelope Min	Top	19664.91	-4974.65	-4967.74	-67478	186914.3	-217635
K1	Envelope Max	Bottom	22885.13	-4974.65	-4967.74	-67478	207726.3	-249749
K0	Envelope Min	Top	26988.71	2889.833	3614.593	43621.14	251154.9	-145349
K0	Envelope Max	Bottom	30704.15	2889.833	3614.593	43621.14	285988.3	-170047
K0	Envelope Min	Top	15454.06	-3005.56	-3346.81	-40757.9	123768.8	-282471
K0	Envelope Max	Bottom	18195.75	-3005.56	-3346.81	-40757.9	145378.7	-326685
K-1	Envelope Min	Top	8466.956	416.715	582.4409	15378.96	110094.2	-64232.9
K-1	Envelope Max	Bottom	9532.95	416.715	582.4409	15378.96	124147	-77002
K-1	Envelope Min	Top	3587.907	-952.385	-669.253	-9282.73	45673.46	-144555
K-1	Envelope Max	Bottom	4377.533	-952.385	-669.253	-9282.73	55749.37	-164394

DRIFTET E KATEVE

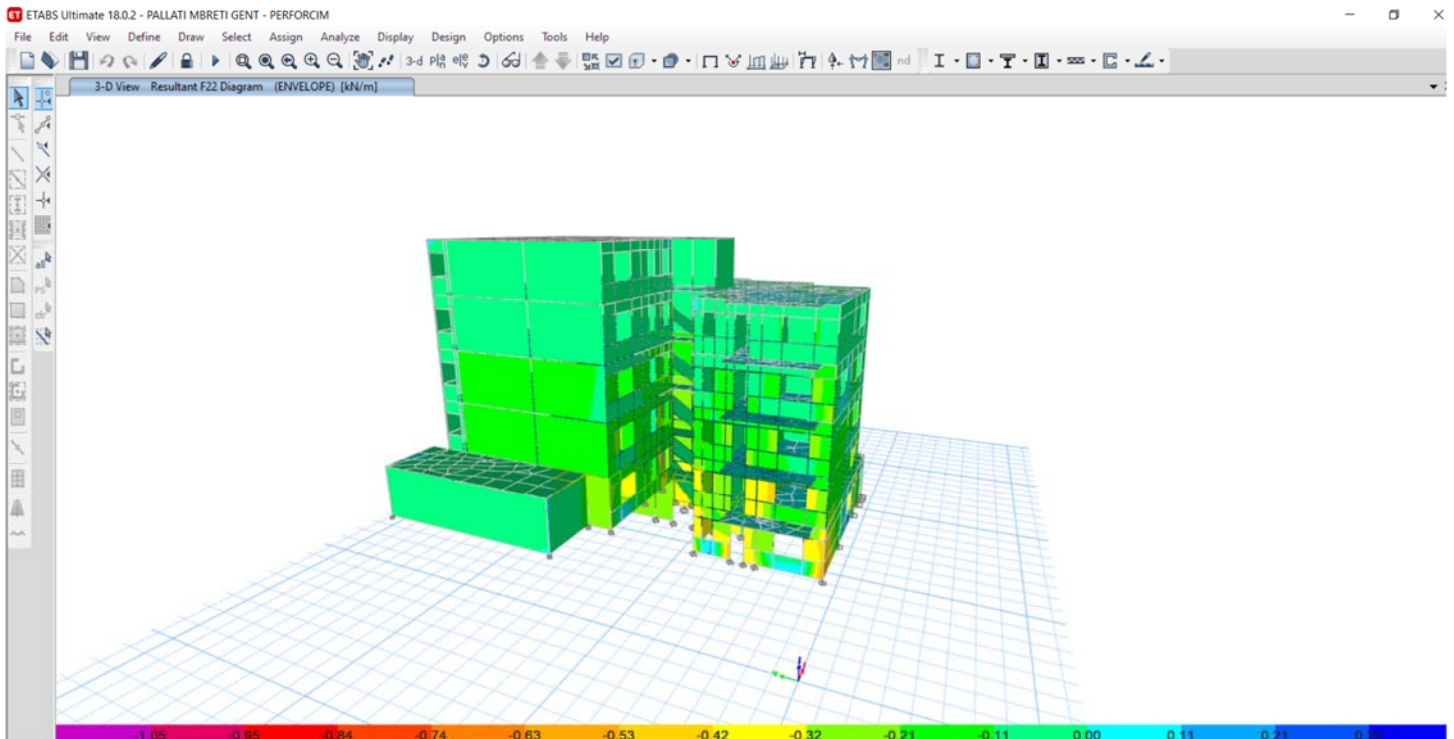
KATI	KOMBINIMI	DREJTIMI	DRIFTI	NYJA	X	Y	Z
					m	m	m
K5	Envelope	X	3.30E-05	266	9.9	9.59	19.6
K5	Envelope	Y	3.00E-05	281	0	9.59	19.6
K5	Envelope	X	2.40E-05	245	9.9	7.07	19.6
K5	Envelope	Y	2.40E-05	282	0	18.32	19.6
K4	Envelope	X	3.30E-05	281	0	9.59	16.8
K4	Envelope	Y	3.10E-05	281	0	9.59	16.8
K4	Envelope	X	2.50E-05	280	7.12	9.59	16.8
K4	Envelope	Y	2.60E-05	408	0.8382	18.32	16.8
K3	Envelope	X	3.50E-05	281	0	9.59	14
K3	Envelope	Y	2.90E-05	595	1.0494	9.59	14
K3	Envelope	X	2.70E-05	559	10.0968	0	14
K3	Envelope	Y	2.60E-05	1	4.29	0	14
K2	Envelope	X	3.70E-05	408	0.8382	18.32	11.2

K2	Envelope	Y	2.90E-05	337	0	19.56	11.2
K2	Envelope	X	2.90E-05	281	0	9.59	11.2
K2	Envelope	Y	2.50E-05	323	5.705	12.21	11.2
K1	Envelope	X	3.90E-05	284	3.59	19.56	8.4
K1	Envelope	Y	2.80E-05	284	3.59	19.56	8.4
K1	Envelope	X	3.90E-05	485	0	20.6536	8.4
K1	Envelope	Y	2.70E-05	1	4.29	0	8.4
K0	Envelope	X	2.30E-05	271	9.9	18.32	5.6
K0	Envelope	Y	2.30E-05	155	4.29	7.07	5.6
K0	Envelope	X	1.70E-05	560	11.6208	0	5.6
K0	Envelope	Y	2.40E-05	1	4.29	0	5.6
K-1	Envelope	X	1.10E-05	286	16.82	18.32	2.8
K-1	Envelope	Y	2.00E-05	287	22.62	18.32	2.8
K-1	Envelope	X	7.00E-06	265	14.48	7.07	2.8
K-1	Envelope	Y	2.10E-05	291	21.32	7.07	2.8

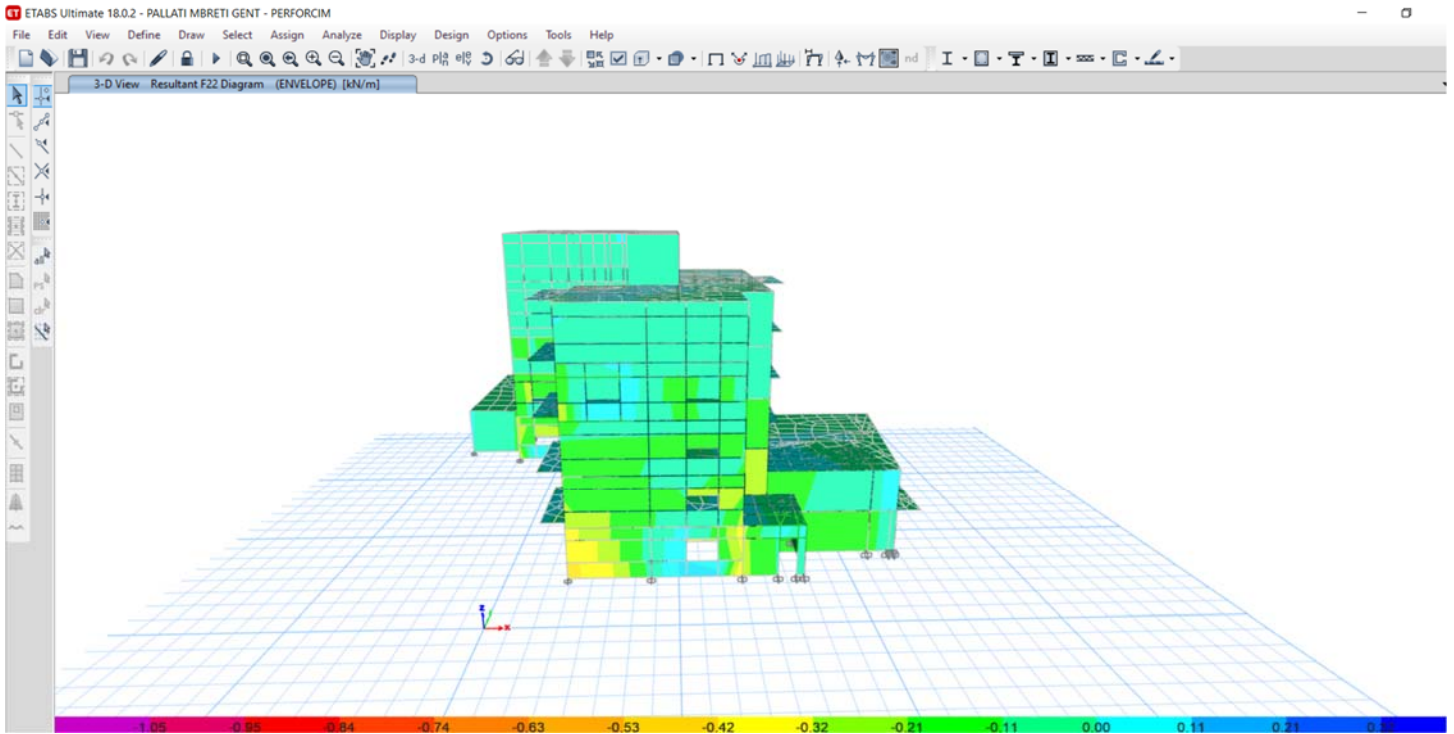
II. Analiza Lineare, Modeli i Perforcuar

- Me poshte paraqiten disa fragmente nga llogaritjet e struktures se perforcuar per efektet e ketij studimi:

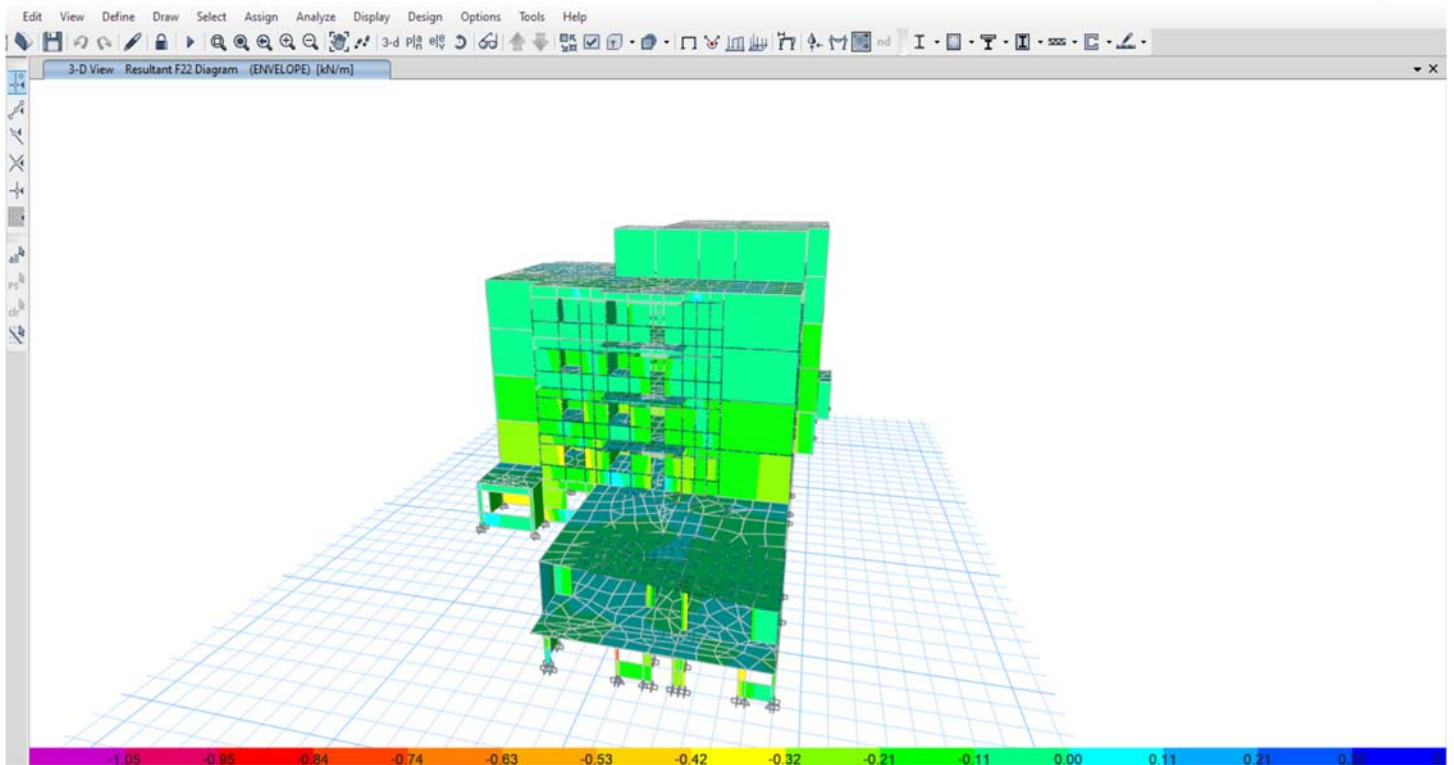
- Paraqitje 3D e sforcimeve ne strukture.



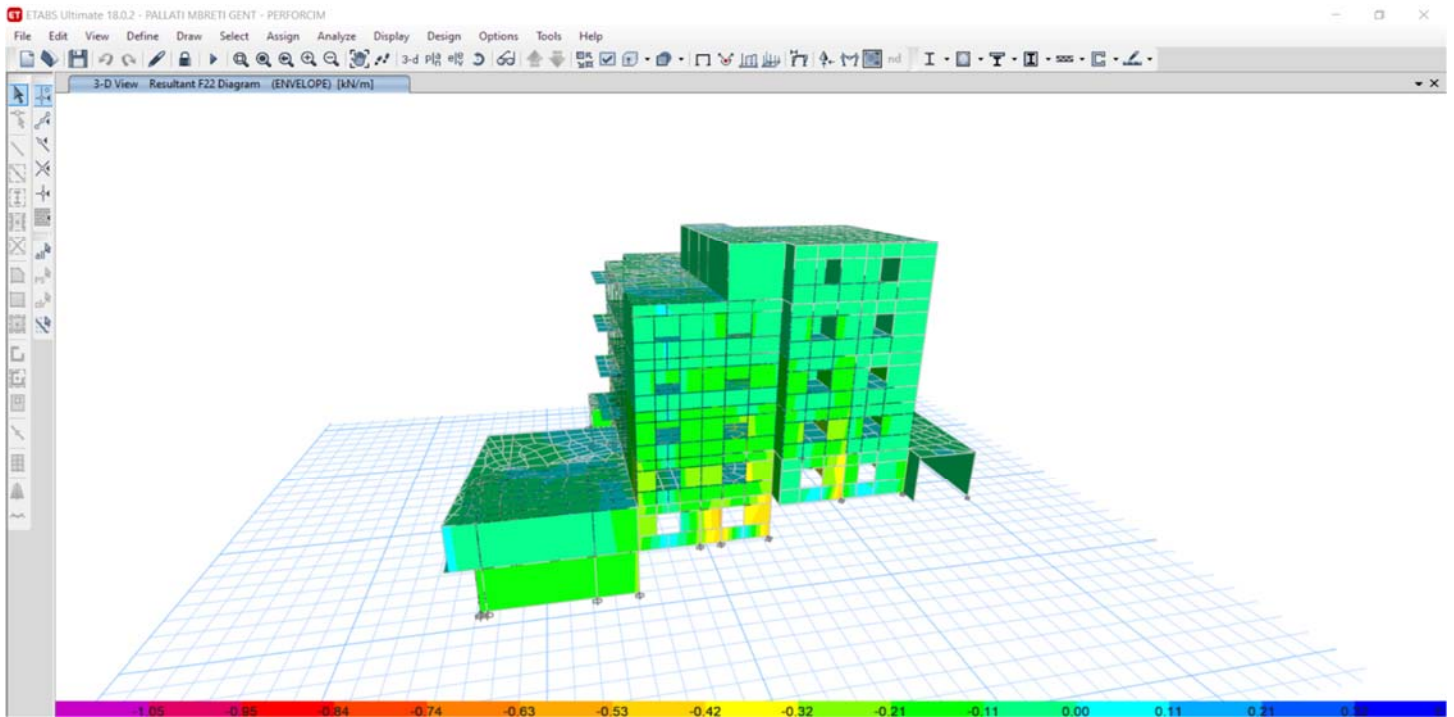
- Paraqitje 3D e sforcimeve ne strukture.



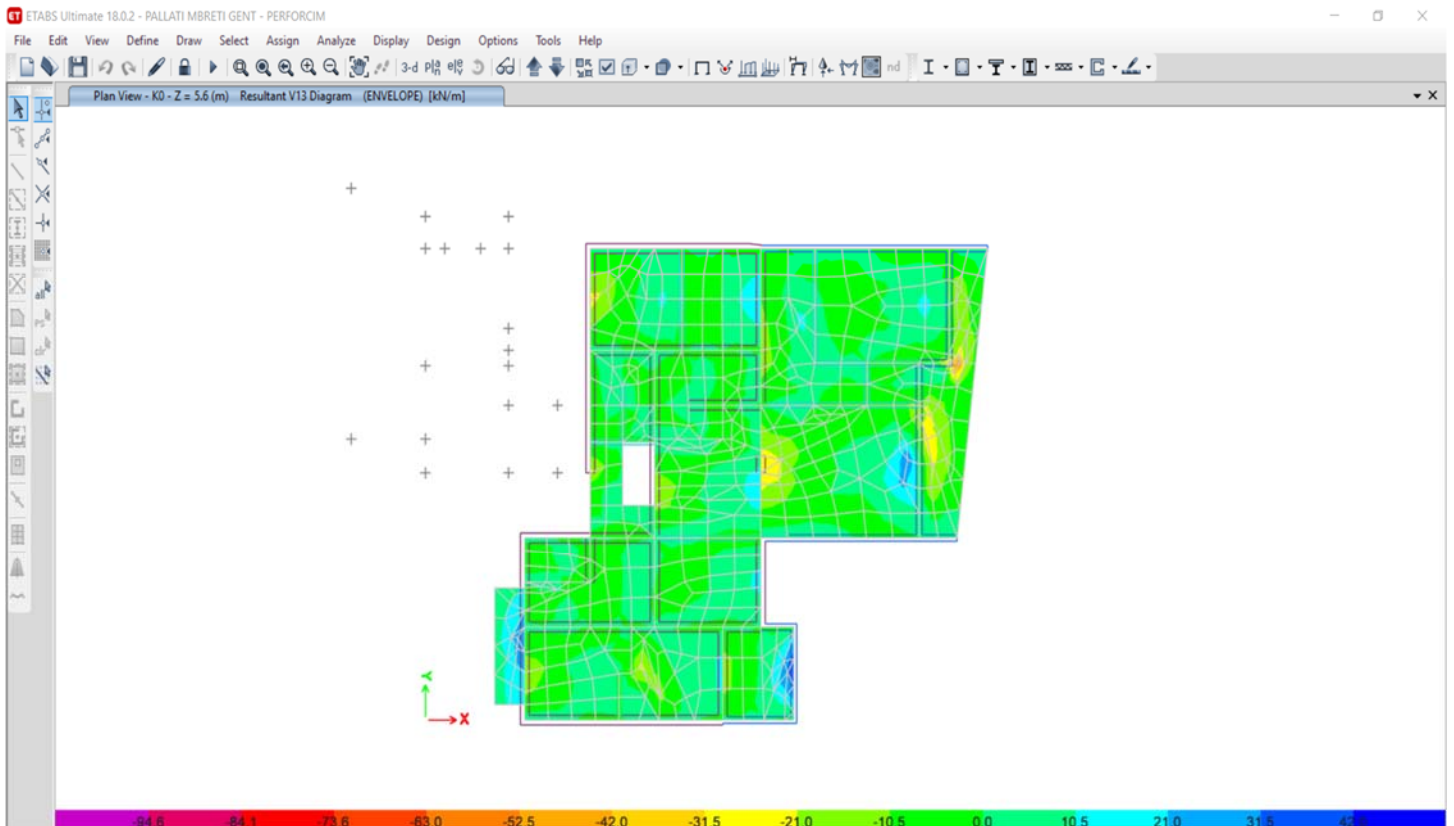
- Paraqitje 3D e sforcimeve ne strukture.



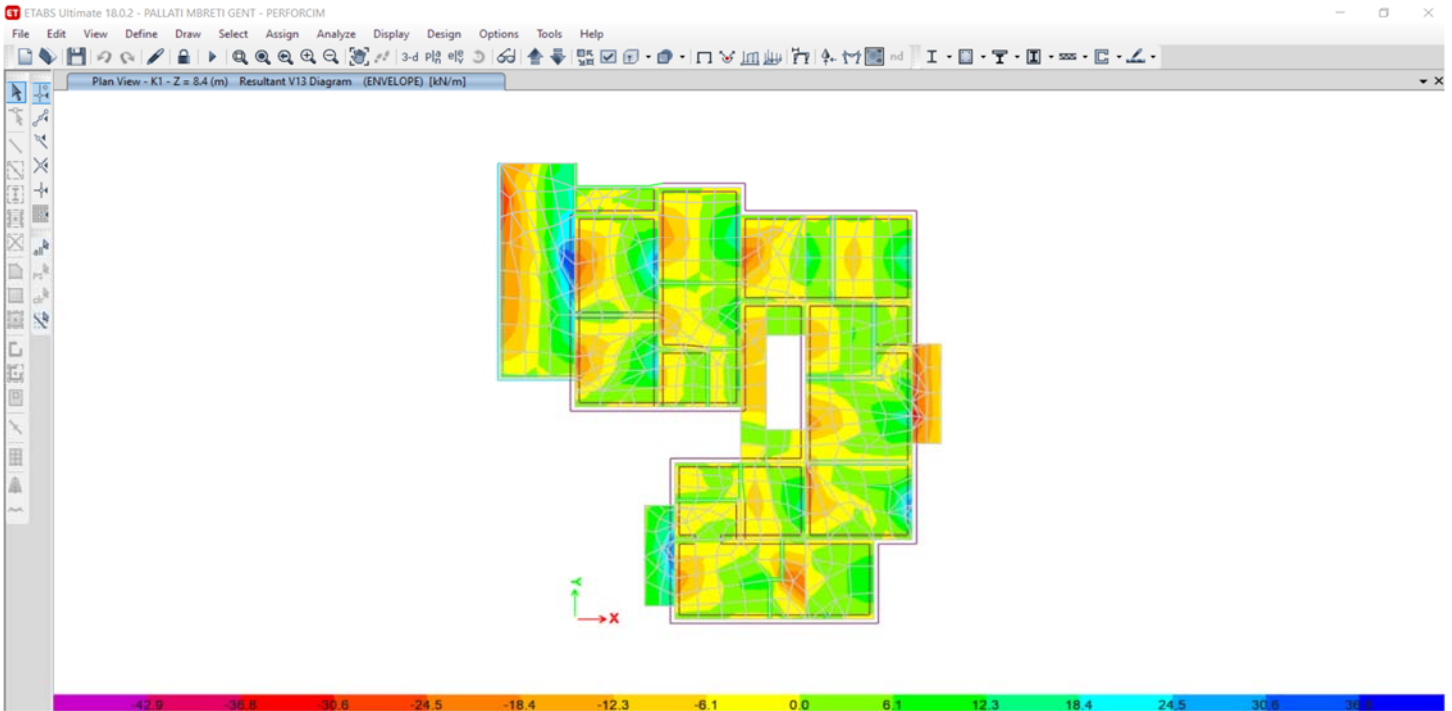
- Paraqitje 3D e sforcimeve ne strukture.



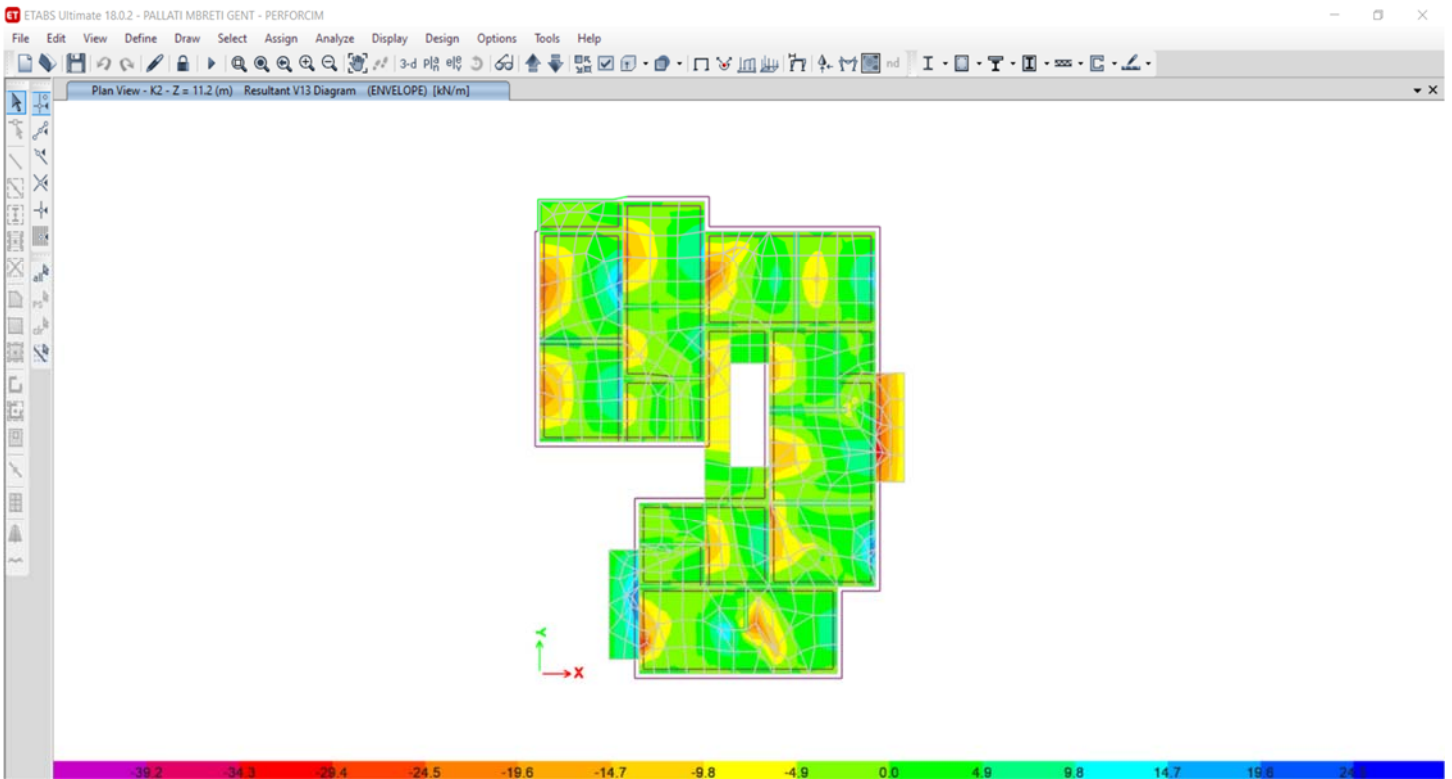
- Paraqitje e sforcimeve ne soleten e katit perdhe



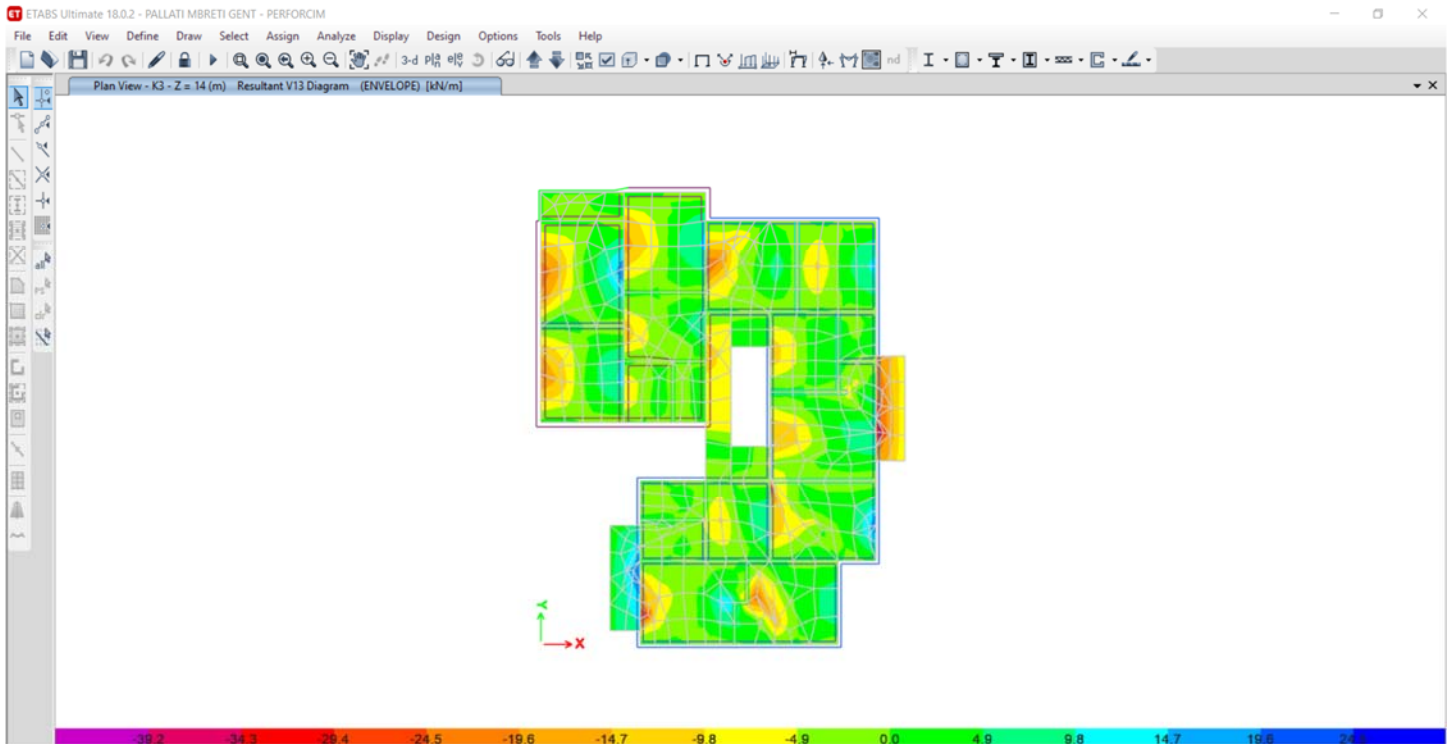
- Paraqitje e sforcimeve ne soleten e katit te pare.



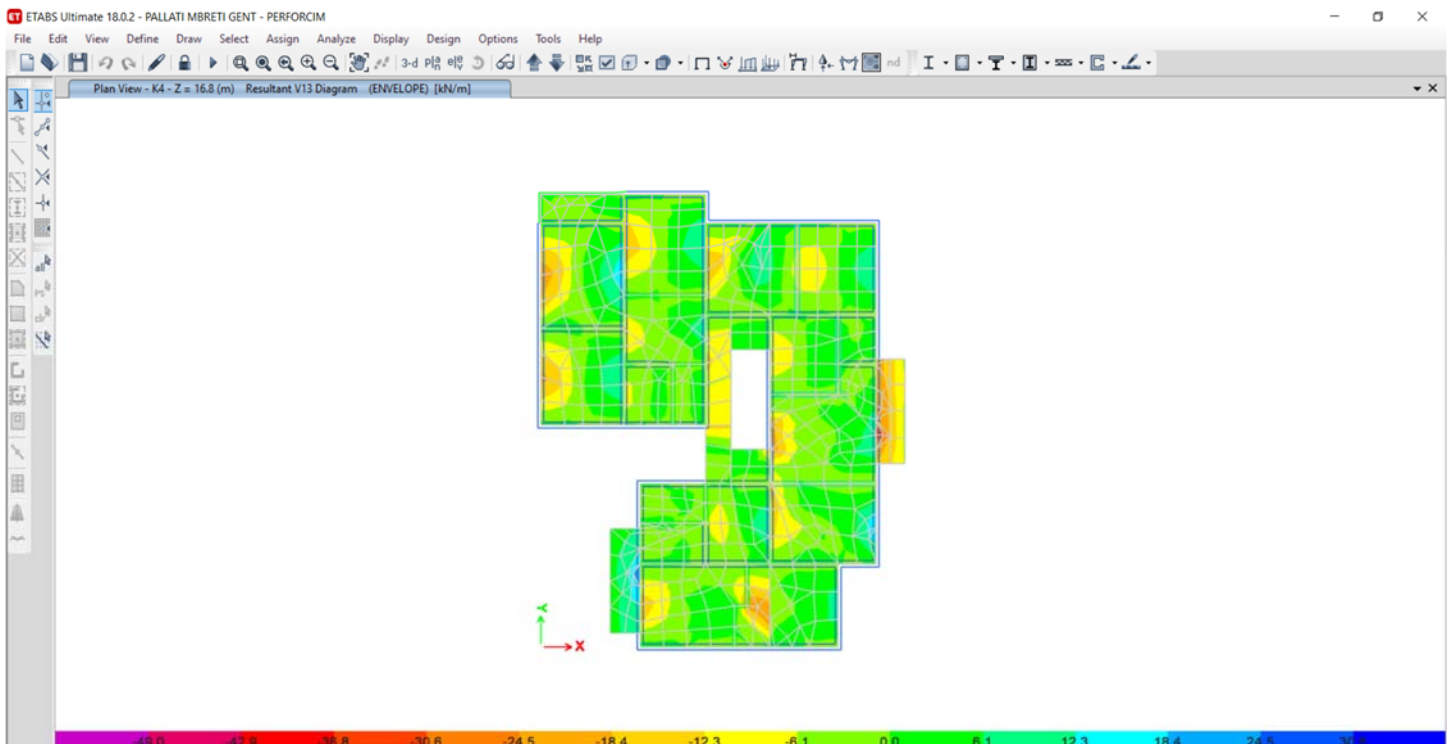
- Paraqitje e sforcimeve ne soleten e katit te dyte.



Paraqitje e sforcimeve ne soleten e katit te trete.



Paraqitje e sforcimeve ne soleten e katit te katert.



- Me poshte paraqiten tabela, grafike dhe te rezultate te tjera te marra nga analizimi i struktures se perforcuar me ane te programit ETABS 17:

PERIODA DHE FREKUENCA E LEKUNDJEVE

TIPI	MODA	PERIODA	FREK.	FREK. RRETHORE	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.006	158.188	993.9246	987886.04
Modal	2	0.006	166.708	1047.455	1097161.27
Modal	3	0.006	171.511	1077.634	1161295.35
Modal	4	0.006	178.117	1119.142	1252478.75
Modal	5	0.005	186.479	1171.682	1372838.21
Modal	6	0.005	191.917	1205.85	1454073.86
Modal	7	0.005	198.657	1248.202	1558007.71
Modal	8	0.005	201.768	1267.745	1607177.16
Modal	9	0.005	205.608	1291.871	1668931.22
Modal	10	0.005	215.33	1352.957	1830492.7
Modal	11	0.004	228.584	1436.237	2062777.88
Modal	12	0.004	230.416	1447.745	2095964.26

REAKSIONET NE BAZE PARA PERFORCIMIT

KOMBINIMI	TIPI	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Envelope	Max	2823.9328	2550.938	45031.4372	487451.845	-237547.915	35107.5618
Envelope	Min	-2823.9328	-2550.938	30414.9389	294969.3609	-410735.738	-35107.5618

FORCAT NE KATE

KATI	KOMBINIMI	POZICIONI	P	VX	VY	T	MX	MY
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
K5	Envelope Max	Top	1729.241	354.039	296.4479	5031.983	24209.43	-5447.09
K5	Envelope Max	Bottom	3171.777	354.039	296.4479	5031.983	44334.68	-10024.6
K5	Envelope Min	Top	1073.556	-354.039	-296.448	-5031.98	15029.82	-8773.96
K5	Envelope Min	Bottom	2142.101	-354.039	-296.448	-5031.98	29107.36	-16291.9
K4	Envelope Max	Top	6962.754	1087.64	921.0135	14228.62	83676.01	-28747.6
K4	Envelope Max	Bottom	9963.666	1087.64	921.0135	14228.62	115224.9	-43073
K4	Envelope Min	Top	4495.634	-1087.64	-921.014	-14228.6	53531.43	-46450.1
K4	Envelope Min	Bottom	6700.775	-1087.64	-921.014	-14228.6	74171.44	-70110.3

K3	Envelope Max	Top	13754.64	1785.495	1553.372	23126.3	154566.2	-61795.9
K3	Envelope Max	Bottom	17137.03	1785.495	1553.372	23126.3	191645	-75098.5
K3	Envelope Min	Top	9054.308	-1785.49	-1553.37	-23126.3	98595.52	-100269
K3	Envelope Min	Bottom	11542.02	-1785.49	-1553.37	-23126.3	121553.6	-125187
K2	Envelope Max	Top	20928	2318.875	2053.478	30046.16	230986.4	-93821.5
K2	Envelope Max	Bottom	25120.93	2318.875	2053.478	30046.16	274817.3	-111597
K2	Envelope Min	Top	13895.55	-2318.87	-2053.48	-30046.2	145977.7	-155346
K2	Envelope Min	Bottom	16983.67	-2318.87	-2053.48	-30046.2	172529.7	-188321
K1	Envelope Max	Top	29439.76	2681.202	2390.322	34808.22	322486.4	-129796
K1	Envelope Max	Bottom	33809.39	2681.202	2390.322	34808.22	369373.4	-145929
K1	Envelope Min	Top	19664.91	-2681.2	-2390.32	-34808.2	202123.9	-217635
K1	Envelope Max	Bottom	22885.13	-2681.2	-2390.32	-34808.2	230006.8	-249749
K0	Envelope Min	Top	27105.67	1618.213	2135.784	24421.88	252124.1	-165326
K0	Envelope Max	Bottom	30821.11	1618.213	2135.784	24421.88	287257.9	-193316
K0	Envelope Min	Top	16789.56	-1825.27	-2016.76	-20283.9	141872	-282870
K0	Envelope Max	Bottom	19531.25	-1825.27	-2016.76	-20283.9	162861.6	-327300
K-1	Envelope Min	Top	8674.021	60.5528	320.9084	9847.115	112510.4	-78124.5
K-1	Envelope Max	Bottom	9740.016	60.5528	320.9084	9847.115	126915	-91860.3
K-1	Envelope Min	Top	4487.218	-649.323	-575.773	-5775.3	58129.29	-147409
K-1	Envelope Max	Bottom	5276.843	-649.323	-575.773	-5775.3	68187.87	-167372

DRIFTET E KATEVE

KATI	KOMBINIMI	DREJTIMI	DRIFTI	NYJA	X	Y	Z
					m	m	m
K5	Envelope	X	1.00E-06	266	9.9	9.59	19.6
K5	Envelope	Y	2.00E-06	308	7.12	7.07	19.6
K5	Envelope	X	1.00E-06	266	9.9	9.59	19.6
K5	Envelope	Y	1.00E-06	308	7.12	7.07	19.6
K4	Envelope	X	1.00E-06	615	14.48	9.1782	16.8
K4	Envelope	Y	4.62E-07	559	10.0968	0	16.8
K4	Envelope	X	1.00E-06	615	14.48	9.1782	16.8
K4	Envelope	Y	3.81E-07	6	4.29	3.58	16.8
K3	Envelope	X	1.00E-06	404	14.48	10.4482	14
K3	Envelope	Y	3.78E-07	630	5.5968	0	14
K3	Envelope	X	1.00E-06	404	14.48	10.4482	14
K3	Envelope	Y	4.31E-07	630	5.5968	0	14

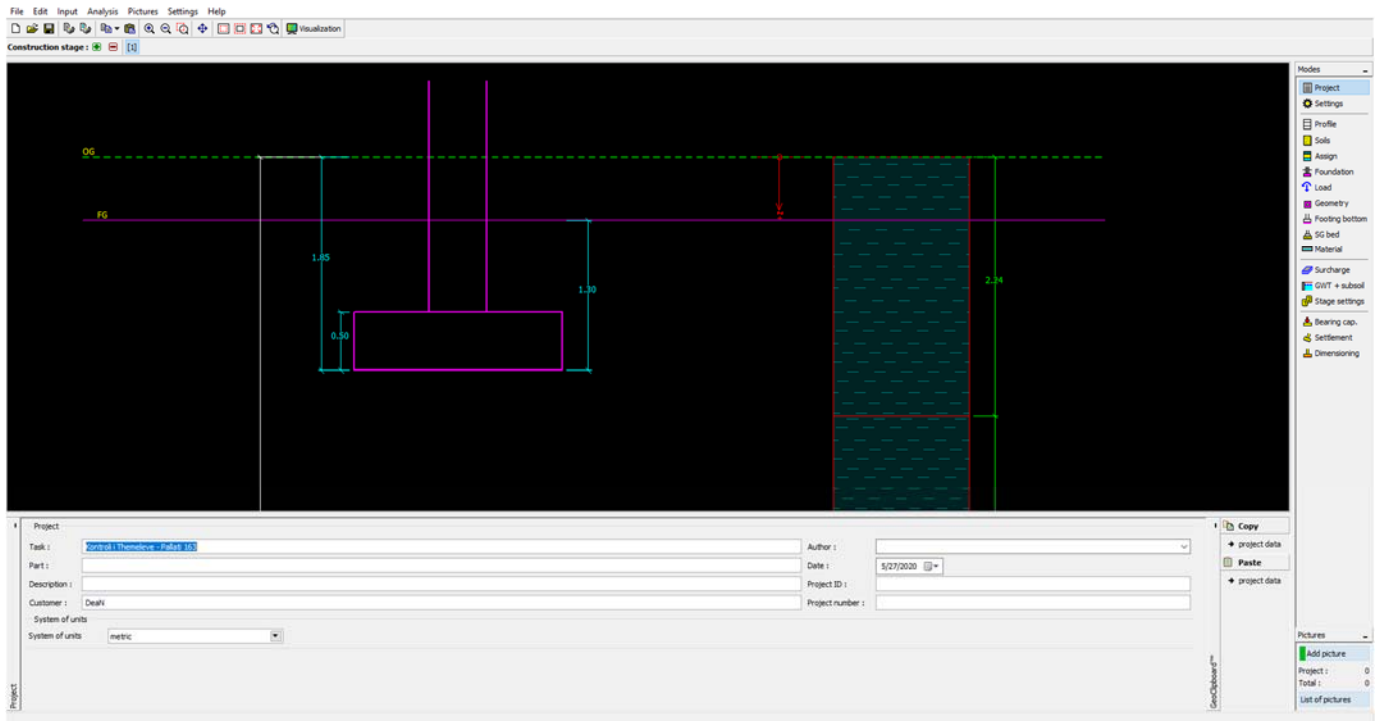
K2	Envelope	X	1.00E-06	404	14.48	10.4482	11.2
K2	Envelope	Y	3.15E-07	1	4.29	0	11.2
K2	Envelope	X	3.85E-07	404	14.48	10.4482	11.2
K2	Envelope	Y	3.54E-07	155	4.29	7.07	11.2
K1	Envelope	X	4.00E-06	416	-3.2004	20.6536	8.4
K1	Envelope	Y	1.00E-06	485	0	20.6536	8.4
K1	Envelope	X	3.54E-07	1	4.29	0	8.4
K1	Envelope	Y	2.64E-07	279	14.48	10.2497	5.6
K0	Envelope	X	2.00E-06	522	22.9564	7.07	5.6
K0	Envelope	Y	4.40E-07	474	21.32	8.0306	5.6
K0	Envelope	X	2.00E-06	487	24.271	18.32	5.6
K0	Envelope	Y	1.00E-06	491	22.971	10.723	2.8
K-1	Envelope	X	1.00E-06	293	21.32	12.21	2.8
K-1	Envelope	Y	1.00E-06	491	22.971	10.723	2.8
K-1	Envelope	X	1.00E-06	291	21.32	7.07	2.8
K-1	Envelope	Y	1.00E-06	266	9.9	9.59	19.6

• Kontrolli i Kapacitetit te Themeleve

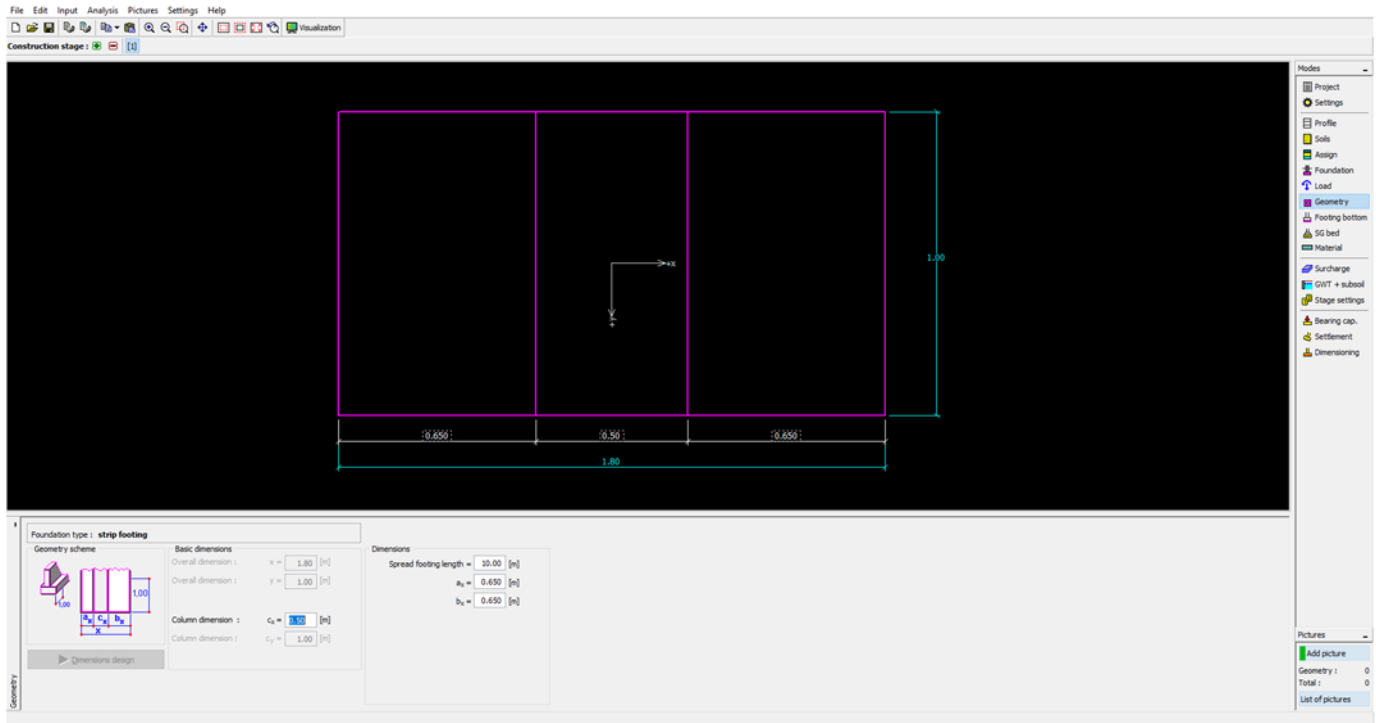
Kontrolli i kapacitetit dhe uljes se themeleve eshte bere nepermjet programit te avancuar GEO5. Ky program perdor te dhenat e marra nga studimi gjeologjik dhe sizmik dhe ben analizimin e sforcimeve dhe deformimeve te tabanit te themelit sipas percaktimeve te EC 7.

Me poshte paraqiten imazhe nga modelimi i themeleve ne GEO5:

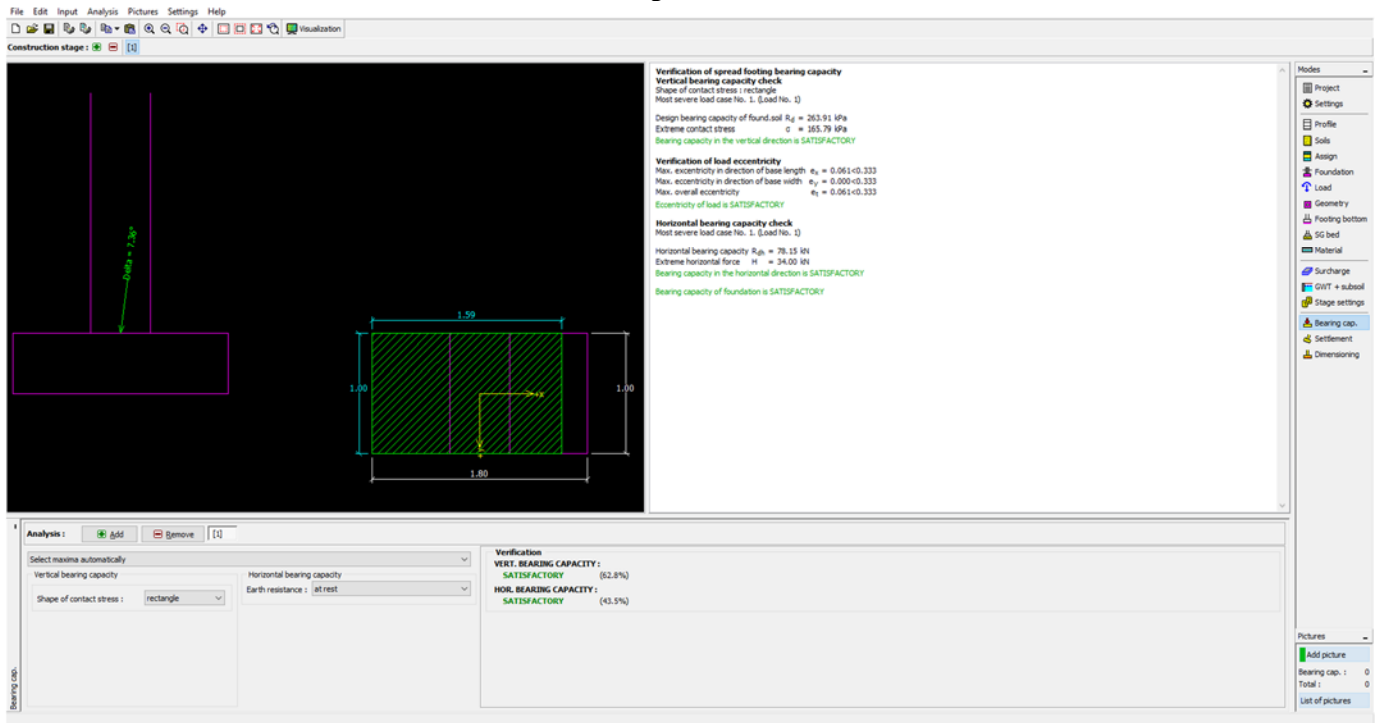
- Standarti i perdorur per kontrollin e themeleve.



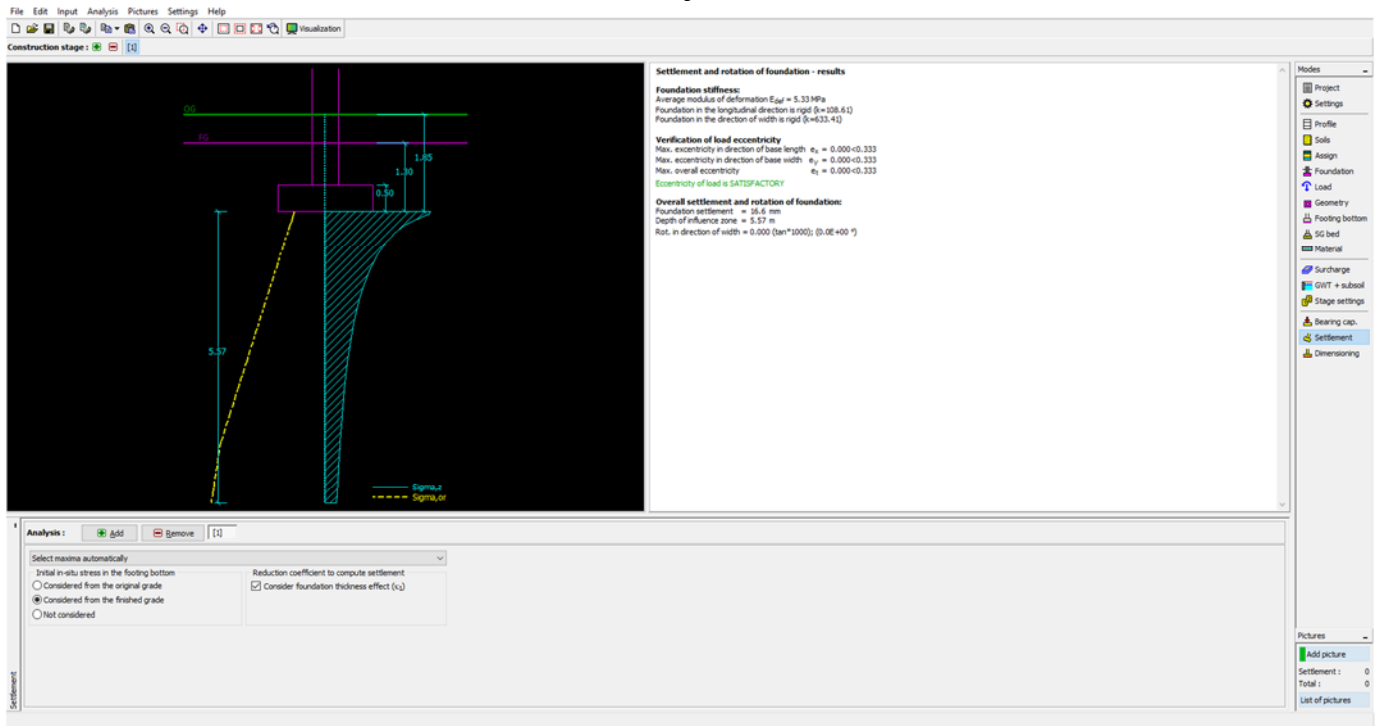
- Gjeometria e themeleve.



- Kontrolli i kapacitetit te themeleve.



- Kontrolli i uljes se themeleve.



Me poshte paraqiten inputet dhe rezultatet nga analiza e themeleve ne GEO5:

Input data

Project

Task : Kontrolli i Themeleve – Pallati Mbreti Gent
Customer : NG STRUCTURES
Date : 11/27/2020

Settings

Standard - EN 1997 - DA3 (2)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Settlement

Analysis method : Analysis using oedometric modulus
Restriction of influence zone : by percentage of $\Sigma_{\sigma, Or}$
Coeff. of restriction of influence zone : 10.0 [%]

Spread Footing

Analysis for drained conditions : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)
Analysis of uplift : Standard
Allowable eccentricity : 0.333
Verification methodology : according to EN 1997
Design approach : 3 - reduction of actions (GEO, STR) and soil parameters

Partial factors on actions (A)					
Permanent design situation					
State STR			State GEO		
		Unfavourable	Favourable	Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]

Partial factors for soil parameters (M)			
Permanent design situation			
Partial factor on internal friction :	$\gamma_\phi =$	1.25 [-]	
Partial factor on effective cohesion :	$\gamma_c =$	1.25 [-]	
Partial factor on undrained shear strength :	$\gamma_{cu} =$	1.40 [-]	
Partial factor on unconfined strength :	$\gamma_v =$	1.40 [-]	

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	2 - Low plasticity clay (CL,CI), consistency stiff $S_r > 0.8$		16.00	10.00	18.00	8.50	
2	3 - Low plasticity clay (CL,CI), consistency stiff $S_r > 0.8$		21.00	20.00	18.00	8.50	
3	4 - Low plasticity silt (ML,MI), consistency very stiff $S_r > 0.8$		27.00	20.00	20.50	11.00	

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

2 - Low plasticity clay (CL,CI), consistency stiff $S_r > 0.8$

Unit weight : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 16.00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 10.00 \text{ kPa}$
 Oedometric modulus : $E_{oed} = 8.50 \text{ MPa}$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 18.50 \text{ kN/m}^3$

3 - Low plasticity clay (CL,CI), consistency stiff $S_r > 0.8$

Unit weight : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 21.00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 20.00 \text{ kPa}$
 Oedometric modulus : $E_{oed} = 12.00 \text{ MPa}$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 18.50 \text{ kN/m}^3$

4 - Low plasticity silt (ML,MI), consistency very stiff $S_r > 0.8$

Unit weight : $\gamma = 20.50 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 27.00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 20.00 \text{ kPa}$
 Oedometric modulus : $E_{oed} = 30.00 \text{ MPa}$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Foundation

Foundation type: strip footing

Depth from original ground surface $h_z = 1.85 \text{ m}$
 Depth of footing bottom $d = 1.30 \text{ m}$

Foundation thickness $t = 0.50$ m
 Incl. of finished grade $s_1 = 0.00$ °
 Incl. of footing bottom $s_2 = 0.00$ °

Unit weight of soil above foundation = 23.56 kN/m³

Geometry of structure

Foundation type: strip footing

Overall strip footing length = 10.00 m
 Strip footing width (x) = 1.80 m
 Column width in the direction of x = 0.50 m
 Volume of strip footing = 0.90 m³/m

Inserted loading is considered per unit length of continuous footing span.

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23.56$ kN/m³

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 12/15

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 12.00$ MPa

Tensile strength $f_{ctm} = 1.60$ MPa

Elasticity modulus $E_{cm} = 27000.00$ MPa

Longitudinal steel : φ -3

Yield strength $f_{yk} = 250.00$ MPa

Transverse steel: φ -3

Yield strength $f_{yk} = 250.00$ MPa

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	2.24	2 - Low plasticity clay (CL,CI), consistency stiff $S_r > 0.8$	
2	8.26	3 - Low plasticity clay (CL,CI), consistency stiff $S_r > 0.8$	
3	8.00	4 - Low plasticity silt (ML,MI), consistency very stiff $S_r > 0.8$	
4	-	4 - Low plasticity silt (ML,MI), consistency very stiff $S_r > 0.8$	

Load

No.	Load		Name	Type	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	new	change					
1	YES		Load No. 1	Design	210.00	45.00	34.00
2	YES		Load No. 2	Service	200.00	0.00	0.00

Ground water table

The ground water table is at a depth of 6.30 m from the original terrain.

Global settings

Type of analysis : analysis for drained conditions

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1**Load case verification**

Name	Self w. in favor	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Utilization [%]	Is satisfied
Load No. 1	Yes	-0.11	0.00	161.74	262.45	61.63	Yes
Load No. 1	No	-0.11	0.00	165.79	263.91	62.82	Yes

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Computed self weight of strip foundation $G = 28.63$ kN/m

Computed weight of overburden $Z = 24.50$ kN/m

Vertical bearing capacity check

Shape of contact stress : rectangle

Most severe load case No. 1. (Load No. 1)

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface $z_{sp} = 2.10$ m

Length of slip surface $l_{sp} = 5.50$ m

Design bearing capacity of found.soil $R_d = 263.91$ kPa

Extreme contact stress $\sigma = 165.79$ kPa

Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY

Verification of load eccentricity

Max. exentricity in direction of base length $e_x = 0.061 < 0.333$

Max. eccentricity in direction of base width $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. overall eccentricity $e_t = 0.061 < 0.333$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

Horizontal bearing capacity check

Most severe load case No. 1. (Load No. 1)

Earth resistance: at rest

Design magnitude of earth resistance $S_{pd} = 6.85$ kN

Horizontal bearing capacity $R_{dh} = 78.15$ kN

Extreme horizontal force $H = 34.00$ kN

Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation is SATISFACTORY

Verification No. 1**Settlement and rotation of foundation - input data**

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Analysis carried out with accounting for coefficient κ_1 (influence of foundation depth).

Stress at the footing bottom considered from the finished grade.

Computed self weight of strip foundation $G = 21.21$ kN/m

Computed weight of overburden $Z = 24.50$ kN/m

Settlement of mid point of longitudinal edge = 10.3 mm

Settlement of mid point of transverse edge 1 = 17.0 mm

Settlement of mid point of transverse edge 2 = 17.0 mm
(1-max.compressed edge; 2-min.compressed edge)

Settlement and rotation of foundation - results

Foundation stiffness:

Computed weighted average modulus of deformation $E_{def} = 5.33$ MPa

Foundation in the longitudinal direction is rigid ($k=108.61$)

Foundation in the direction of width is rigid ($k=633.41$)

Verification of load eccentricity

Max. excentricity in direction of base length $e_x = 0.000 < 0.333$

Max. eccentricity in direction of base width $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. overall eccentricity $e_t = 0.000 < 0.333$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

Overall settlement and rotation of foundation:

Foundation settlement = 16.6 mm

Depth of influence zone = 5.57 m

Rotation in direction of width = 0.000 (\tan^*1000); (0.0E+00 °)

Dimensioning No. 1

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of x

Bar diameter = 16.0 mm

Number of bars = 10

Reinforcement cover = 40.0 mm

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section depth = 0.50 m

Reinforcement ratio $\rho = 0.44 \% > 0.17 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0.07 \text{ m} < 0.34 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 185.62 \text{ kNm} > 35.15 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Spread footing for punching shear failure check

Column normal force = 210.00 kN

Maximum resistance at the column perimeter

Force transmitted into found. soil = 58.33 kN

Force transmitted by shear strength of SRC = 151.67 kN

Considered column perimeter $u_0 = 1.36 \text{ m}$

Shear resistance at the column perimeter $V_{Ed,max} = 0.38 \text{ MPa}$

Resistance at the column perimeter $V_{Rd,max} = 1.83 \text{ MPa}$

Critical section without shear reinforcement

Force transmitted into found. soil = 137.43 kN

Force transmitted by shear strength of SRC = 72.57 kN

Distance of section from the column = 0.34 m

Section perimeter $u_{cr} = 2.00 \text{ m}$

Shear stress at section $V_{Ed} = 0.12 \text{ MPa}$

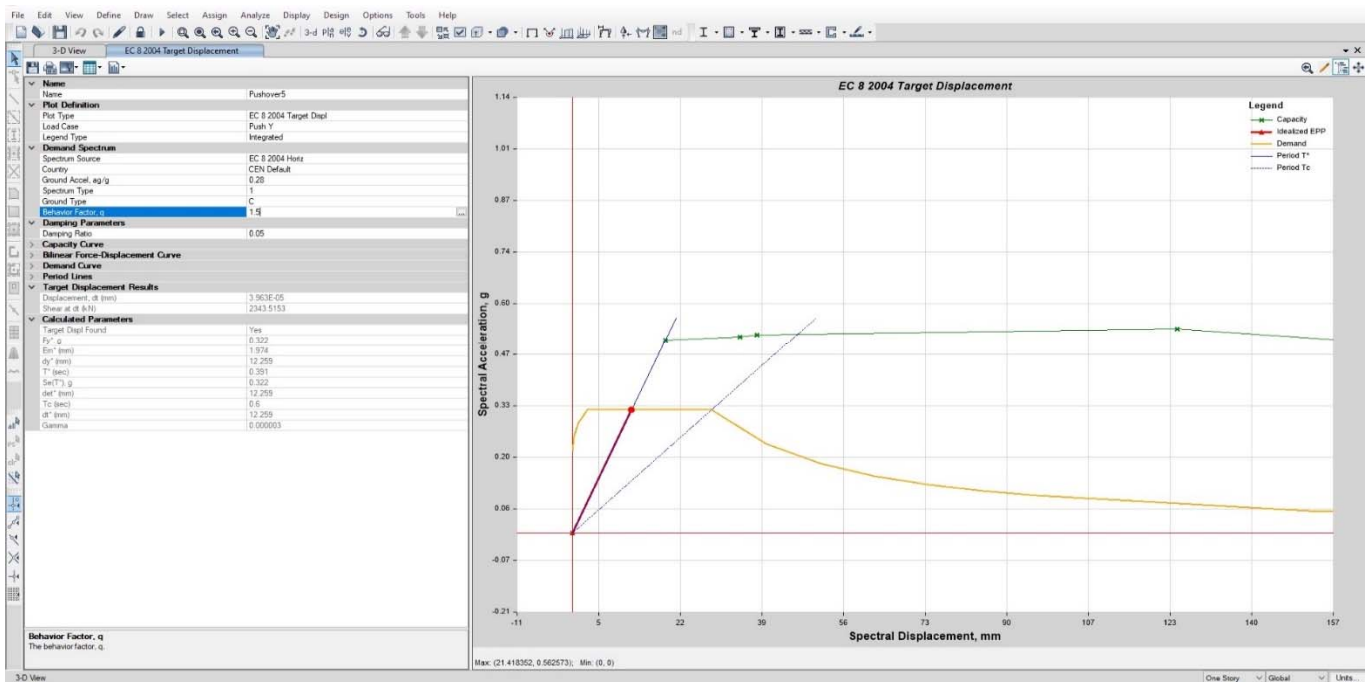
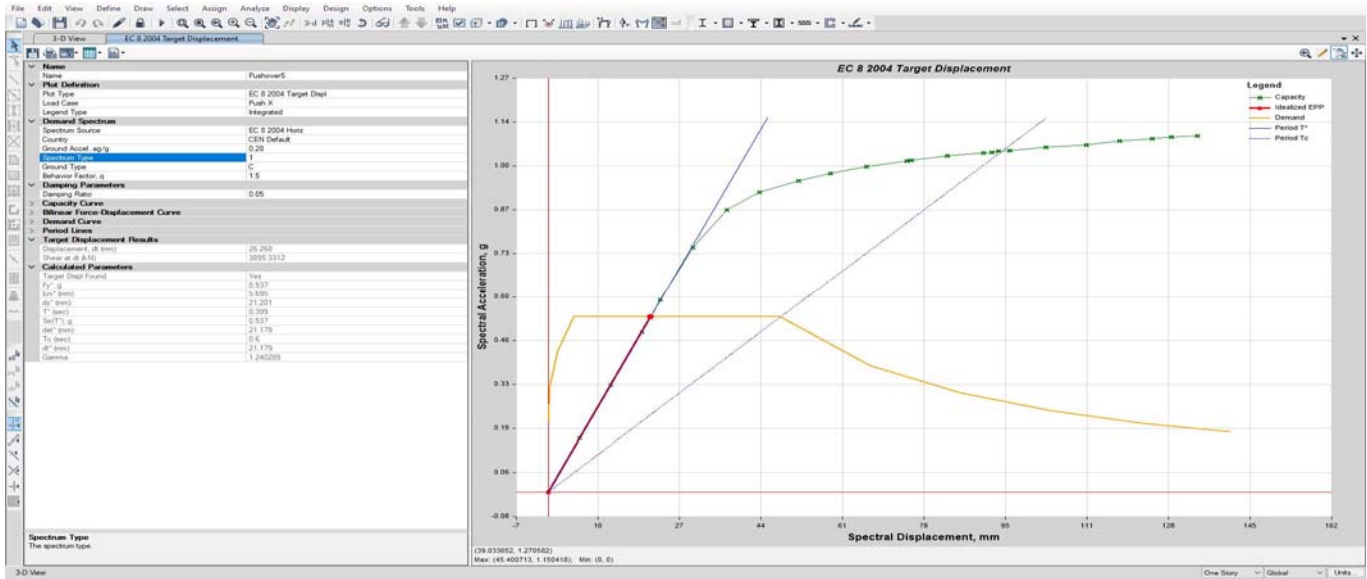
Shear resistance of section without shear reinforcement $V_{Rd,c} = 0.82 \text{ MPa}$

$V_{Ed} < V_{Rd,c} \Rightarrow$ Reinforcement is not required

Spread footing for punching shear is **SATISFACTORY**

i) Analiza jo Lineare e Modelit Struktural (Push Over)

Paraqitja e rezultatet nga analiza jolineare e struktures (Push Over)



REAKSIONET NE BAZE								
NGARKIMI	TIPI	VLERA	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Push X	NonStatic	Max	1687.6611	0	0	0	13893.5445	0
Push X	NonStatic	Min	0	0	0	0	0	-15277.8859
Push Y	NonStatic	Max	0	1446.1071	0	0	0	14419.0434
Push Y	NonStatic	Min	0	0	0	-11904.9698	0	0

KOMPONENTET ENERGJITIKE TE ANAZLIZES JO LINEARE					
NGARKIMI	EN. HYRESE	EN. KIENTIKE	EN. POTENCIALE	SHUARJA HISTERETIKE	GABIMI EN.
	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m
Push X	203.349	0	28.4154	174.8993	0.0344
Push Y	16.7272	0	11.1111	5.6214	0

REZULTATET E CERNIERAVE PLASTIKE NE MURATURE										
ELEMENTI	NGARKIMI	TIPI	VLERA	C. PLASTIKE	Rel Dist	Abs Dist	M2	M3	POZICIONI	GJENDJA
						m	kN-m	kN-m		
B2	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.6685	0	0	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	5.0274	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	5.0274	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	5.0274	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.6685	0	-5.0489	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.6685	0	0	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	65.7473	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	65.7473	A to B	A to IO

B2	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	65.7473	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.6685	0	-65.9433	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B5	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.7	0	0	B to C	A to IO
B5	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	126.1218	B to C	A to IO
B5	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	126.1218	B to C	A to IO
B5	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	0	126.1218	A to B	A to IO
B5	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.7	0	126.0339	A to B	A to IO
B5	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B5	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B5	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.7	0	0	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	1.0812	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	1.0812	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	0	1.0812	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.7	0	-1.095	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO

B7	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.6685	0	0	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	2.7096	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	2.7096	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	2.7096	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.6685	0	-2.7513	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.6685	0	0	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	64.3306	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	64.3306	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	64.3306	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.6685	0	-64.3567	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	-1.7077	0	A to B	A to IO
B8	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.7	0	0	A to B	A to IO
B8	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	85.0514	A to B	A to IO
B8	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	85.0514	A to B	A to IO
B8	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	7.3122	85.0514	A to B	A to IO
B8	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.7	0	-101.3767	A to B	A to IO

B8	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B8	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B8	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B8	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.7	0	0.3752	A to B	A to IO
B8	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B8	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B8	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B8	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.7	0	0	A to B	A to IO
B8	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	-0.3214	A to B	A to IO
B8	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	-0.3214	A to B	A to IO
B8	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	-6.3841	-0.3214	A to B	A to IO
B9	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.45	0	0	B to C	A to IO
B9	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	4.5	0	120.3081	A to B	A to IO
B9	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	4.5	0	120.3081	A to B	A to IO
B9	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	4.5	6.8298	120.3081	A to B	A to IO
B9	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.45	0	-124.31	A to B	A to IO
B9	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	4.5	0	0	A to B	A to IO
B9	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	4.5	0	0	A to B	A to IO
B9	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	4.5	0	0	A to B	A to IO
B9	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.45	0	0.5847	A to B	A to IO
B9	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	4.5	0	0	A to B	A to IO

B9	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	4.5	0	0	A to B	A to IO
B9	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	4.5	0	0	A to B	A to IO
B9	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.45	0	0	A to B	A to IO
B9	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	4.5	0	-0.5747	A to B	A to IO
B9	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	4.5	0	-0.5747	A to B	A to IO
B9	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	4.5	-6.6496	-0.5747	A to B	A to IO
B10	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.57	0	0	A to B	A to IO
B10	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	6.78	0	120.5241	A to B	A to IO
B10	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	6.78	0	120.5241	A to B	A to IO
B10	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	6.78	10.2873	120.5241	A to B	A to IO
B10	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.57	0	101.8157	A to B	A to IO
B10	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	6.78	0	0	A to B	A to IO
B10	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	6.78	0	0	A to B	A to IO
B10	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	6.78	0	0	A to B	A to IO
B10	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.57	0	0.3565	A to B	A to IO
B10	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	6.78	0	0	A to B	A to IO
B10	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	6.78	0	0	A to B	A to IO
B10	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	6.78	5.6417	0	A to B	A to IO
B10	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.57	0	0	A to B	A to IO
B10	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	6.78	0	-0.4207	A to B	A to IO
B10	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	6.78	0	-0.4207	A to B	A to IO

B10	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	6.78	0	-0.4207	A to B	A to IO
B11	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.7	0	0	A to B	A to IO
B11	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	105.6056	A to B	A to IO
B11	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	105.6056	A to B	A to IO
B11	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	21.0143	105.6056	A to B	A to IO
B11	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.7	0	-121.3756	A to B	A to IO
B11	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B11	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B11	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B11	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.7	0	0.6335	A to B	A to IO
B11	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B11	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B11	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B11	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.7	0	0	A to B	A to IO
B11	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	-0.8802	A to B	A to IO
B11	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	-0.8802	A to B	A to IO
B11	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	-6.8797	-0.8802	A to B	A to IO
B12	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.45	0	0	B to C	A to IO
B12	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	4.5	0	125.4322	B to C	A to IO
B12	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	4.5	0	125.4322	B to C	A to IO
B12	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	4.5	9.7353	125.4322	A to B	A to IO

B12	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.45	0	-125.1112	A to B	A to IO
B12	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	4.5	0	0	A to B	A to IO
B12	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	4.5	0	0	A to B	A to IO
B12	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	4.5	0	0	A to B	A to IO
B12	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.45	0	0	A to B	A to IO
B12	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	4.5	0	2.0312	A to B	A to IO
B12	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	4.5	0	2.0312	A to B	A to IO
B12	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	4.5	0	2.0312	A to B	A to IO
B12	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.45	0	-2.0426	A to B	A to IO
B12	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	4.5	0	0	A to B	A to IO
B12	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	4.5	0	0	A to B	A to IO
B12	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	4.5	-6.9115	0	A to B	A to IO
B13	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.57	0	0	A to B	A to IO
B13	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	6.78	0	124.9118	B to C	A to IO
B13	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	6.78	0	124.9118	B to C	A to IO
B13	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	6.78	9.9237	124.9118	A to B	A to IO
B13	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.57	0	-116.8796	A to B	A to IO
B13	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	6.78	0	0	A to B	A to IO
B13	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	6.78	0	0	A to B	A to IO
B13	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	6.78	0	0	A to B	A to IO
B13	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.57	0	1.0945	A to B	A to IO

B13	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	6.78	0	0	A to B	A to IO
B13	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	6.78	0	0	A to B	A to IO
B13	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	6.78	5.6787	0	A to B	A to IO
B13	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.57	0	0	A to B	A to IO
B13	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	6.78	0	-0.7622	A to B	A to IO
B13	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	6.78	0	-0.7622	A to B	A to IO
B13	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	6.78	0	-0.7622	A to B	A to IO
B14	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.4675	0	5.2706	A to B	A to IO
B14	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	3.4825	0	0.4922	A to B	A to IO
B14	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	3.4825	0	0.4922	A to B	A to IO
B14	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	3.4825	13.1727	0.4922	A to B	A to IO
B14	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.4675	0	0	A to B	A to IO
B14	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	3.4825	0	0	A to B	A to IO
B14	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	3.4825	0	0	A to B	A to IO
B14	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	3.4825	0	0	A to B	A to IO
B14	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.4675	0	0	A to B	A to IO
B14	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	3.4825	0	0	A to B	A to IO
B14	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	3.4825	0	0	A to B	A to IO
B14	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	3.4825	0	0	A to B	A to IO
B14	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.4675	0	-58.0204	A to B	A to IO
B14	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	3.4825	0	-5.1719	A to B	A to IO

B14	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	3.4825	0	-5.1719	A to B	A to IO
B14	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	3.4825	-1.1495	-5.1719	A to B	A to IO
B15	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.1675	0	0	A to B	A to IO
B15	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	3.1825	0	0	A to B	A to IO
B15	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	3.1825	0	0	A to B	A to IO
B15	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	3.1825	0	0	A to B	A to IO
B15	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.1675	0	-0.0521	A to B	A to IO
B15	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	3.1825	0	-4.817	A to B	A to IO
B15	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	3.1825	0	-4.817	A to B	A to IO
B15	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	3.1825	36.7997	-4.817	A to B	A to IO
B15	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.1675	0	0.7001	A to B	A to IO
B15	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	3.1825	0	53.5486	A to B	A to IO
B15	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	3.1825	0	53.5486	A to B	A to IO
B15	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	3.1825	0.8297	53.5486	A to B	A to IO
B15	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.1675	0	0	A to B	A to IO
B15	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	3.1825	0	0	A to B	A to IO
B15	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	3.1825	0	0	A to B	A to IO
B15	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	3.1825	0	0	A to B	A to IO
B16	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.6685	0	4.3065	A to B	A to IO
B16	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B16	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO

B16	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B16	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.6685	0	0	A to B	A to IO
B16	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	-4.6832	A to B	A to IO
B16	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	-4.6832	A to B	A to IO
B16	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	-9.6985	-4.6832	A to B	A to IO
B16	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.6685	0	0	A to B	A to IO
B16	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	52.0515	A to B	A to IO
B16	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	52.0515	A to B	A to IO
B16	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	6.097	52.0515	A to B	A to IO
B16	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.6685	0	-47.875	A to B	A to IO
B16	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B16	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B16	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B17	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.635	0	0	A to B	A to IO
B17	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	6.665	0	2.4943	A to B	A to IO
B17	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	6.665	0	2.4943	A to B	A to IO
B17	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	6.665	0	2.4943	A to B	A to IO
B17	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.635	0	-2.3254	A to B	A to IO
B17	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	6.665	0	0	A to B	A to IO
B17	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	6.665	0	0	A to B	A to IO
B17	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	6.665	-37.1426	0	A to B	A to IO

B17	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.635	0	0	A to B	A to IO
B17	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	6.665	0	55.1746	A to B	A to IO
B17	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	6.665	0	55.1746	A to B	A to IO
B17	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	6.665	1.4498	55.1746	A to B	A to IO
B17	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.635	0	-59.8106	A to B	A to IO
B17	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	6.665	0	0	A to B	A to IO
B17	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	6.665	0	0	A to B	A to IO
B17	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	6.665	0	0	A to B	A to IO
B18	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.6685	0	1.1843	A to B	A to IO
B18	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B18	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B18	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B18	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.6685	0	0	A to B	A to IO
B18	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	-0.9777	A to B	A to IO
B18	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	-0.9777	A to B	A to IO
B18	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	14.8307	-0.9777	A to B	A to IO
B18	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.6685	0	0	A to B	A to IO
B18	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	56.4927	A to B	A to IO
B18	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	56.4927	A to B	A to IO
B18	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	6.6231	56.4927	A to B	A to IO
B18	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.6685	0	-52.1224	A to B	A to IO

B18	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B18	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B18	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
C6	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0.1505	50.1848	A to B	A to IO
C6	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0.1505	50.1848	A to B	A to IO
C6	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	2.8716	238.3806	A to B	A to IO
C6	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	2.8716	238.3806	A to B	A to IO
C6	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-2.7778	-37.3752	A to B	A to IO
C6	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-2.7778	-37.3752	A to B	A to IO
C6	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C6	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C6	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	21.5849	0	A to B	A to IO
C6	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	21.5849	0	A to B	A to IO
C6	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	66.7516	0.6672	A to B	A to IO
C6	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	66.7516	0.6672	A to B	A to IO
C6	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	-0.8102	A to B	A to IO
C6	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	-0.8102	A to B	A to IO
C6	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C6	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C10	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0.1679	54.214	A to B	A to IO
C10	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0.1679	54.214	A to B	A to IO

C10	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	2.8077	218.7842	A to B	A to IO
C10	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	2.8077	218.7842	A to B	A to IO
C10	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-2.1427	-34.9407	A to B	A to IO
C10	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-2.1427	-34.9407	A to B	A to IO
C10	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C10	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C10	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	22.536	0.6181	A to B	A to IO
C10	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	22.536	0.6181	A to B	A to IO
C10	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	65.5045	0	A to B	A to IO
C10	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	65.5045	0	A to B	A to IO
C10	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	0	A to B	A to IO
C10	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	0	A to B	A to IO
C10	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	-0.645	A to B	A to IO
C10	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	-0.645	A to B	A to IO
C16	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	2.0344	126.6593	A to B	A to IO
C16	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	2.0344	126.6593	A to B	A to IO
C16	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	156.9986	A to B	A to IO
C16	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	156.9986	A to B	A to IO
C16	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-0.1349	0	A to B	A to IO
C16	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-0.1349	0	A to B	A to IO
C16	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	-4.5016	0	A to B	A to IO

C16	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	-4.5016	0	A to B	A to IO
C16	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	23.0093	0	A to B	A to IO
C16	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	23.0093	0	A to B	A to IO
C16	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	56.0392	1.1095	A to B	A to IO
C16	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	56.0392	1.1095	A to B	A to IO
C16	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	-0.177	A to B	A to IO
C16	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	-0.177	A to B	A to IO
C16	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C16	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C17	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	1.5117	154.5005	A to B	A to IO
C17	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	1.5117	154.5005	A to B	A to IO
C17	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	123.3184	A to B	A to IO
C17	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	123.3184	A to B	A to IO
C17	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-0.3395	0	A to B	A to IO
C17	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-0.3395	0	A to B	A to IO
C17	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	-4.3057	0	A to B	A to IO
C17	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	-4.3057	0	A to B	A to IO
C17	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	27.6714	0.0919	A to B	A to IO
C17	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	27.6714	0.0919	A to B	A to IO
C17	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	53.9265	0	A to B	A to IO
C17	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	53.9265	0	A to B	A to IO

C17	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	0	A to B	A to IO
C17	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	0	A to B	A to IO
C17	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	-0.3152	A to B	A to IO
C17	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	-0.3152	A to B	A to IO
C18	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	77.2443	A to B	A to IO
C18	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	77.2443	A to B	A to IO
C18	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	1.0072	214.5628	A to B	A to IO
C18	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	1.0072	214.5628	A to B	A to IO
C18	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-2.0112	-27.49	A to B	A to IO
C18	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-2.0112	-27.49	A to B	A to IO
C18	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C18	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C18	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	0	A to B	A to IO
C18	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	0	A to B	A to IO
C18	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	93.5563	0.652	A to B	A to IO
C18	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	93.5563	0.652	A to B	A to IO
C18	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	21.7475	-0.7659	A to B	A to IO
C18	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	21.7475	-0.7659	A to B	A to IO
C18	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C18	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C19	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0.3558	149.7403	A to B	A to IO

C19	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0.3558	149.7403		A to B	A to IO
C19	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	4.9446	149.8852		A to B	A to IO
C19	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	4.9446	149.8852		A to B	A to IO
C19	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-3.9345	0		A to B	A to IO
C19	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-3.9345	0		A to B	A to IO
C19	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0		A to B	A to IO
C19	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0		A to B	A to IO
C19	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	18.927	0.4822		A to B	A to IO
C19	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	18.927	0.4822		A to B	A to IO
C19	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	65.5853	0		A to B	A to IO
C19	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	65.5853	0		A to B	A to IO
C19	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	0		A to B	A to IO
C19	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	0		A to B	A to IO
C19	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	-0.6216		A to B	A to IO
C19	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	-0.6216		A to B	A to IO
C20	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	1.6827	65.4067		A to B	A to IO
C20	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	1.6827	65.4067		A to B	A to IO
C20	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	206.952		A to B	A to IO
C20	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	206.952		A to B	A to IO
C20	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	-26.7704		A to B	A to IO
C20	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	-26.7704		A to B	A to IO

C20	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	-1.0735	0	A to B	A to IO
C20	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	-1.0735	0	A to B	A to IO
C20	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	30.0281	0.5706	A to B	A to IO
C20	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	30.0281	0.5706	A to B	A to IO
C20	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	58.3379	0	A to B	A to IO
C20	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	58.3379	0	A to B	A to IO
C20	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	0	A to B	A to IO
C20	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	0	A to B	A to IO
C20	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	-0.6264	A to B	A to IO
C20	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	-0.6264	A to B	A to IO
C21	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0.7894	151.3578	A to B	A to IO
C21	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0.7894	151.3578	A to B	A to IO
C21	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	4.9363	141.1739	A to B	A to IO
C21	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	4.9363	141.1739	A to B	A to IO
C21	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-1.6248	0	A to B	A to IO
C21	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-1.6248	0	A to B	A to IO
C21	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C21	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C21	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	19.1069	0.1547	A to B	A to IO
C21	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	19.1069	0.1547	A to B	A to IO
C21	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	65.4377	0	A to B	A to IO

C21	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	65.4377	0	A to B	A to IO
C21	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	0	A to B	A to IO
C21	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	0	A to B	A to IO
C21	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	-0.3428	A to B	A to IO
C21	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	-0.3428	A to B	A to IO
C22	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	130.5011	A to B	A to IO
C22	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	130.5011	A to B	A to IO
C22	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	2.1381	162.0336	A to B	A to IO
C22	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	2.1381	162.0336	A to B	A to IO
C22	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-2.0321	0	A to B	A to IO
C22	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	-2.0321	0	A to B	A to IO
C22	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C22	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C22	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	24.7757	0	A to B	A to IO
C22	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	24.7757	0	A to B	A to IO
C22	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	61.4264	1.1621	A to B	A to IO
C22	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	61.4264	1.1621	A to B	A to IO
C22	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	-0.2012	A to B	A to IO
C22	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	0	-0.2012	A to B	A to IO
C22	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO
C22	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	0	0	A to B	A to IO

C23	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	5.0331	170.9186		A to B	A to IO
C23	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115	5.0331	170.9186		A to B	A to IO
C23	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185		0	134.1833	A to B	A to IO
C23	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185		0	134.1833	A to B	A to IO
C23	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115		0	0	A to B	A to IO
C23	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115		0	0	A to B	A to IO
C23	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	-7.3662		0	A to B	A to IO
C23	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	-7.3662		0	A to B	A to IO
C23	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115		0	0.5257	A to B	A to IO
C23	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.05	0.115		0	0.5257	A to B	A to IO
C23	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	87.3933		0	A to B	A to IO
C23	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	2.185	87.3933		0	A to B	A to IO
C23	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115		-20.4675	0	A to B	A to IO
C23	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.05	0.115		-20.4675	0	A to B	A to IO
C23	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185		0	-0.6407	A to B	A to IO
C23	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	2.185		0	-0.6407	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.6685		0	0	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015		0	7.7922	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015		0	7.7922	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015		0	7.7922	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.6685		0	-7.8163	A to B	A to IO

B2	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B2	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	-8.8107	0	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.6685	0	0	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	108.6779	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	108.6779	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	108.6779	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.6685	0	-109.0235	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B2	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	-5.3759	0	A to B	A to IO
B5	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.7	0	0	B to C	A to IO
B5	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	126.4901	B to C	A to IO
B5	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	126.4901	B to C	A to IO
B5	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	7.596	126.4901	A to B	A to IO
B5	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.7	0	-128.4725	A to B	A to IO
B5	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B5	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B5	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.7	0	0	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	1.9155	A to B	A to IO

B5	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	9.25	0	1.9155	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	0	1.9155	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.7	0	-1.9201	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	9.25	0	0	A to B	A to IO
B5	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	9.25	-3.181	0	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.6685	0	0	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	4.2655	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	4.2655	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	4.2655	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.6685	0	-4.2892	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B7	PX	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	12.6113	0	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.05	0.6685	0	0	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	108.5649	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Max	Auto M3	0.95	7.3015	0	108.5649	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Max	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	0	108.5649	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.05	0.6685	0	108.8846	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO
B7	PY	NonStatic	Min	Auto M3	0.95	7.3015	0	0	A to B	A to IO

B7	PY	NonStatic	Min	Auto P-M2-M3	0.95	7.3015	-3.0202	0	A to B	A to IO
----	----	-----------	-----	--------------	------	--------	---------	---	--------	---------

j) Konkluzionet për performancën e godinës, sipas metodologjisë bazuar në standardin shqiptar për sizmicitetin dhe ngarkimin sizmik, sipas kushteve teknike dhe procedurave, sipas përcaktimeve në specifikimet teknike dhe/ose standardeve të tjera të barasvlefshme me standardin shqiptar për sizmicitetin

Nga studimi i projektit konstruktiv të ndertesës ekzistuese, të realizuar me matje në vend dhe rilevim, dhe i të dhënave të mesiperme që i referohen Relacionit Teknik të konstruktorit, provave laboratorike të cilësive të materialeve, testeve të materialeve gjatë punimeve të zbatimit, si dhe nga modeli 3 Dimensional për qellimet e këtij studimi, në programet ETABS ULTIMATE 2018 dhe TEKLA STRUCTURAL DESIGNER 2019, ATENA AMQUAKE dhe GEO 5 arrijme në përfundimin si më poshtë:

Referuar nenstruktures:

1. Struktura e ndertesës është e mbështetur mbi themele të vazhduara nën murature, prej guri dhe butobetonit. Lloji i themelit është i pershtatshëm për tipin e strukturs. Nevojitet ripërmasimi i themelit, jo vetëm për rritjen e aftësisë mbajtëse të tabanit dhe për rritjen e shtangësive të tij, por edhe për inkastrimin e shtresave të muraturës vertikale.
2. Thelësia e vendosjes së tabanit të themelit në kushtet efektive, plotëson kërkesat për inkastrimin e objektit në toke, referuar kërkesave antisizmike. Nuk është nderhyrë në thelësinë e inkastrimit të tabanit të themelit, pasi sikurse vërtetohet edhe nga kontrollat në vend, si edhe nga studimi gjeologjik inxhinierik ky taban mbështetet në shtresë të pershtatshme gjeologjike si edhe plotëson kushtet e normave antisizmike. Karakteristikat fiziko mekanike të themelit (butobeton dhe material i perforcimit) plotësojnë kërkesat e aftësisë mbajtëse të tabanit sipas EC0, EC1, EC2, EC7 dhe EC8.
3. Nga kqyrjet e detajuara në terren, dhe analizat e kryera në lidhje me punën e përbashkët të themelit dhe bazamentit rezultoi se nuk ka cedime të bazamentit të cilat mund të ndikojnë negativisht punën e mbistrukturës. Sforcimet në bazament, pas perforcimit të strukturs së tij janë brenda kufirit të sforcimeve të lejuara. Themeli i perforcuar plotëson të gjitha kontrollat gjeoteknike.

Referuar Mbistrukturës

1. Spostimet dhe deformimet maksimale të objektit në gjendjen ekzistuese nën veprimin e ngarkesave sizmike të llogaritjes rezultojnë jashtë normave të lejuara (të përcaktuara nga Eurokodi 6 dhe 8). Driftet (shvendosjet relative) maksimale të objektit rezultojnë të jenë më të mëdha se maksimumi i lejuar në EC8.
2. Dy format e para të lëkundjeve, rezultojnë me përdredhje cka dëshmon për një shpërndarje jo uniforme të masës dhe shtangësive.
3. Nga inspektimi në vend dhe provat laboratorike të kryera në lidhje me materialet përberëse të strukturs rezultoi që pjesa e muraturës në baze është amortizuar ndër vite nga prezenca e lageshtisë së përhershme. Si pasoje e kësaj lageshtie tullat e muraturës kanë humbur një pjesë të konsiderueshme të rezistencës në shtypje (në disa raste është zvogëluar deri në 9.7 N/mm^2). Dëmtimi ka ndikim të konsiderueshëm në uljen

e performances se muratures si element primar sizmik. Demtime te strukturave vertikale jane hasur jo vetem ne baze por edhe ne pjeset e sipërme te objektit, sikurse tregohet edhe ne fotot bashkengjitur.

4. Nga analizat e kryera nen veprimin e ngarkesave maksimale sizmike, sforcimet ne muraturen e vazhduar rezultojne rreth 16.4 % me te larta se sforcimet e lejuara duke sjelle keshtu plasaritje te konsiderueshme dhe ulje te kapacitetit mbajtes ne teresi.
5. Celiku i perdorur ne elementet beton arme eshte i pa viaskuar dhe nuk ploteson kushtet e EC8. Ne disa pjese te soletes vihet re korodimi i celikut (reduktim i shufrave deri ne diametra edhe me pak se 5mm) gje e cila ul aftesine mbajtese te paneleve.
6. Nga inspektimet dhe analizat e kryera vihet re qe termeti i dates 26.11.2019 ka lene pasoja dhe deme te konsiderueshme ne strukture.
7. Nga analizat lineare dhe jo lineare te cilave ju eshte nenshtuar modeli llogarites i struktures per qellimet e kesaj Akt Ekspertize dhe Analize te Thelluar rezulton se ndertesa duhet te neshtrohet procedures se perforcimit dhe te riaftesimit strukturor. Vetem riparimi i demtimeve evidente eshte i pa mjaftueshem dhe jo i pershtatshem per strukturen e analizuar.
8. Bashkengjitur eshte realizuar projekti konstruktiv i perforcimeve dhe riaftesimeve te rekomanduara nga ana e projektuesve. Eshte projektuar nderhyrje radikale ne perforcimin e mureve perimetrale, ne te gjithë lartesine e struktures si dhe te disa mureve te brendshme ne katet e poshtme, ku nga analizat kerkohej kapacitet me i larte sizmik.
9. Eshte evituar problemi i elementeve horizontale te permenduar me sipër, duke nderhyre per perforcimin dhe monolitizimin e soletave si edhe lidhjen e tyre me te mire me muret ne te cilat mbeshiteten.
10. Ndertesa ruan vertikalitetin edhe pas termetit te dates 26.11.2019. Deformimet e pesuara nuk jane plastike

Perfundimisht, mund te konkludojme, qe kjo ndertese ne gjendjen ekzistuese i ploteson kushtet e sigurise dhe qendrueshmerise per ngarkesa statike por nuk i ploteson ato per ngarkesa dinamike sizmike, referuar gjendjes se pare kufitare si dhe kriteret e sherbimit ne ulje dhe deformime referuar gjendje se dyte kufitare (gjendjes kufitare te shfrytezimit) duke u bazuar ne Eurocode per aktivitet sizmik me $PGA = 0.280 g$.

Struktura e objektit ne gjendjen ekzistuese nuk i ploteson kushtet e sigurise dhe qendrueshmerise per nje vend sizmik sic eshte Lezha dhe duhet ti neshtrohet restaurimit dhe perforcimit, mbi bazen e specifikave teknike te projektit perkates bashkengjitur. Duke iu referuar kostove ndertimore ne treg, per nje ri aftesim strukturor me standarte cilesore dhe destinacionit si objekt banimi do te vleresonim nje vlere totale rreth 12 260 808 leke.

- k) Rekomandime për ndërhyrjet strukturale të nevojshme për kthim të strukturës konform kushteve teknike dhe përshtatjen sipas standardeve shqiptare ose specifikimeve teknike dhe/ose standardeve të tjera të barasvlefshme**

Struktura do te perforcohet duke nderhyre ne muret mbajtese me veshje me beton torcrete (me rezistence jo me pak se 40 MPa) dhe zgara celiku T 131 me diameter 5 mm/150 mm. Zgarat do te lidhen me shufra terthore me diameter 8 mm dhe do te vendosen ne te dyja faqet e mureve. Te dyja zgarat do te lidhen me shufra-fitila terthore te vendosura konform projektit konstruktiv.

Soletat, te realizuara me panele te parapregatitura do te perforcohen duke perdorur zgara te tipeve T 188 sipër dhe T 92 poshte. Nga sipër soletat do te vishen me beton C20/25 dhe nga poshte do te vishen me beton torcrete. Lidhja e te dyja shtresave do te behet me shufra terthore te cilat do te futen ne zonat e bashkimit te paneleve. Soletat gjithashtu do te lidhen me muraturen nepermjet shufrave te cilat do te inkastrohen ne faqen e jashtme te murit me ane te pllakave metalike.

Bashkelidhur ketij Akt Ekspertimi te thelluar:

1. Projekti Strukturor dhe Rekomandimet, 2. Metodologjia e Zbatimit, 3. Preventivi i Punimeve.

Vlera totale e preventivit per punimet e nderhyrjes strukturore per perforcimin eshte e barabarte me: **(12 260 808 leke)** per Objektin (**Pallati Mbreti Gent**).

Vleresimi i preventivit eshte bere duke marre parasysh kostot e perforcimit te struktures dhe kostot e riparimeve te nevojshme per ato procese pune qe perfshihen ne nderhyrjen e perforcimit.

Vlera e punimeve sipas çmimit njesi per m² siperfaqe ndertimi, e marre nga UKM-Nr.3-date-28.12.2016 eshte:

Siperfaqja e Objektivit 1050 m² x 32 436 leke/m² siperfaqe ndertimi = 34 057 800 leke.

Per sqarim, ne koston mesatare te ndertimit, sipas UKM-Nr.3-date-28.12.2016, nuk perfshihen:

1. Rrjeti inxhinierik;
2. Projekti;
3. Studimi gjeologjik;
4. Leja e ndertimit;
5. Truallit;
6. Shpenzime operacionale te EKB 4%.

TABELA PERMBLEDHESE E VLERESIMIT TEKNIKO – EKONOMIK.

Objekti	Pallati Mbreti Gent, Rr. e "Gurrave"
Siperfaqe Totale Ndertimi	1050 m ²
Vlera e Rindertimit (Referuar UKM-Nr.3-date-28.12.2016)	34 057 800 leke
Vlera e Perforcimit (Referuar Preventivit Te Projektit te Projektit te Nderhyrjes)	12 260 808 leke
Raporti ne %	36 %
Rekomandime	Perforcim

LITERATURA E PERDORUR

- [1] ``Kusht Teknik Projektimi per Ndertimet Antisizmike KTP-N.2-89`` (AKADEMIA E SHKENCAVE, Qendra Sizmologjike), ``Kushte teknike te projektimit``, Libri II, (KTP-6,7,8,9-1978)
- [2] ``Raport Mbi Kushtet Gjeologo-Inxhinierike te Sheshit te Ndertimit
- [3] ``Studim Inxhiniero –Sizmologjik te Sheshit te Ndertimit
- [4] Eurocode 0, EN 1990:2002/A1:2005 - Basis of Structural Design
- [5] Eurocode 1 EN 1991-1-1:2002, Eurocode 1: Actions on Structures –
Part 1-1: General actions – Densities, self – weight, imposed loads for buildings,
Part 1-3: general actions – Snow loads
Part 1-4: General actions – Wind actions
- [6] ``Eurocode 2: Design of Concrete Structures FINAL DRAFT prEN 1992-1-2``, Dec.2003)
EN 1992-1-1:2004 Design of concrete structures – Part 1-1 General rules and rules for buildings
- [7] EN 1993-1-1:2005 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
- [8] ``Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
- [9] ``Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings
- [10] ``Eurocode 6: Design of masonry structures
- [11] ``Eurocode 7: Geotechnical design
- [12] ``Eurocode 8``: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures FINAL DRAFT prEN 1998-1``, December 2004), Part 1-4: Strengthening and Repair of Buildings
- [13] Essentials of current evaluation and retrofitting for existing and damaged buildings in Japan, Sugano, Hirosawa, Kaminosono, Japan International Cooperation Agency, 1995
- [14] Nondestructive testing for Repair and Rehabilitation, Oslon, Wright, ACI Concrete Int. Mars 1990
- [15] Rehabilitation of Buildings in Seismic Zones, Jirsa, Construction and Repair, Feb. 1995
- [15] Rehabilitation of Buildings in Seismic Zones, Jirsa, Structural Faults and Repair, Jul. 1993, Vol. 2, pp. 303-319.
- [16] Physical and mathematical models for re-design of damaged structures, Tassios, IABSE Symposium, Venice 2013
- [17] ``Principles of Foundation Engineering``, Pws-Kent Publishing Company, Boston 1984 (Braja M Das)
- [18] Modelling and seismic behaviour of nonductile concrete frame structures and retrofit implications, Sause, Pessiki, Wu, Kurama, ACI SP 160, 1996
- [19] ``Foundation Analysis and Design``, McGraw-Hill1991 (Josepf E. Bowles)

- [20] ``Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models`` PTR Prentice Hall 1994 (John P. Wolf)
- [21] ``Soil-Structure Interaction Foundation Vibrations `` , 2002 (Gunther Schmidt, Jean-Georges Sieffert)
- [22] ``Geotechnical Earthquake Engineering`` Prentice Hall 1996 (Steven L. Kramer)
- [23] ``Reinforced Concrete Structures``, John Wiley & Sons. 1975 (R. Park and T.Paulay)
- [24] ``Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings `` John Wiley & Sons 1992 (T. Paulay & M.J.N. Priestley)
- [25] ``Earthquake-Resistant Concrete Structures``, E&FN SPON (George G. Penelis, Andreas J. Kappos).
- [26] ``Reinforced Concrete Mechanics and Design``, Third Edition, Prentice Hall, (James G. MacGregor).
- [27] Federal Emergency Management Agency (2000), FEMA 365: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Chapter 2 and 3, Washington DC, November 2004
- [28] Penelis, G. and Kappos, A. (1997) "Earthquake Resistant Concrete Structures", E and FN Spon.
- [29] American Technology Council (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Report No. SSC 96-01, Volume 1, Chapter 8, November
- [30] Newman, A. (2001) "Structural Renovation of Buildings": Methods, Details, and Design Examples. McGraw-Hill, New York.
- [31] "Organismos Antiseismikou Skediasmou kai Prostasias" OASP-2018, Kanonismos Epembaseon, KANEPE-1, Athina (Proskediou Keimonou) kai Ellinikos Antiseismikos Kanonismos, EAK 2000, Athina
- [32] Repair of Buildings Damaged by Earthquakes, United Nations, N.Y. (January, 2007)
- [33] F. I. P.
Proposal for a Standart for Acceptance Tests and Verification of Epoxy Bonding Agents for Segmental Construction, (March, 2008)
- [34] L. Addleson, Materials for Buildings, the Butterworth Group, London 1992
- [35] S.M. Johnson, Deterioration, Maintenance and Repair of Structures, MC Graw-Hill, Book Co, N.Y. 1995.
- [36] S.M. Johnson & M. Londez, Degradation, Entretien et Reparation des Ouvrages du Genie Civil Eyrolles, Paris, 1999.
- [37] Kushtet Teknike Rumune dhe Rekomandimet te Perforcimit te Ndertesave pas Termetit Shkaterrimtar (1977) Inspectoratul General de SDAT Penru, Investitii-Constructitii Institutul Central de Cercetare, Proiectare si Directivare in Constructii.
- INDICATII:
- a. Privind Consolidarea Stilpilor prin Camasuire (in afara celor de rost)
 - b. Privind Consolidarea Stilpilor DIN Dreptul Rostului
 - c. Privind Consolidarea Diafragmelor DIN beton armat prin Camasuire
 - d. Privind Consolidarea Peretilor de Zidarie de Caramida prin Camasuire cu beton armat
 - e. Privind Consolidarea Zidupilor DIN Caramida prin Tesere
- [38] NEHPR Handbook and Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, BSSC, Developed by the Building Seismic Safety Council for the FEMA, Report No. 172, Washington 2002.