

ODDELEK ZA KONSTRUKCIJE

Odsek za stavbe in potresno inženirstvo

POROČILO 1043/23–610–1

**Pregled, preiskave in analize
nosilne konstrukcije palače Gravisi Buttorai
v Ulici Osvobodilne fronte 10 v Kopru**

Naročnik: **Samoupravna Skupnost Italijanske Narodnosti Koper
Župančičeva ulica 39, 6000 Koper**

Naročilo: **Pogodba št. 9706/23 z dne 10. 11. 2023**

Nosilec naloge: **mag. Marjana Lutman, univ. dipl. inž. grad.**

Vodja enote: **dr. Meta Kržan, univ. dipl. inž. grad.**

Direktor: **doc. dr. Aleš Žnidarič, univ. dipl. inž. grad.**

Datum: **23. 4. 2024**

Poročilo so interno pregledale in odobrile vse navedene osebe, kar potrjuje končen elektronski podpis.
Preverjanje pristnosti dokumenta: www.zag.si/pristnost

Rezultati preskušanja se nanašajo izključno na preskusne primerke. Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.
Rok za reklamacije je 15 dni od izdaje poročila. Skupno število strani: 85; število prilog: 6 (A1: 4 strani, A2: 8 strani, B: 12 strani, C: 7 strani, D: 26 strani, E: 24 strani).

Vsebina

1. Uvod	3
2. Opis stavbe.....	5
3. Nosilna konstrukcija.....	29
3.1 Opis nosilne konstrukcije	29
3.2 Vidne razpoke in druge poškodbe v masivnih delih nosilne konstrukcije.....	31
4. Detajlni pregled in preiskave masivnih delov konstrukcije	44
4.1 Nosilni zidovi.....	44
4.1.1 Detajlni pregled s sondiranjem	44
4.1.2 Laboratorijske preiskave odvzetih vzorcev gradiv.....	58
4.1.3 Ocena mehanskih lastnosti zidovja	63
4.2 Masivne medetažne konstrukcije v JV dozidku	63
4.3 Zidne vezi	66
4.3.1 Starejša osnova stavbe	66
4.3.2 JV dozidek	68
5. Analiza obremenitev nosilnih zidov zaradi navpične obtežbe	70
5.1 Koristne obtežbe.....	70
5.2 Stalna obtežba stropnih in strešnih konstrukcij	70
5.3 Analiza obremenitev	72
6. Analiza potresne odpornosti.....	74
6.1 Podatki, računsko modeliranje konstrukcije in predpostavke analize	74
6.2 Predpisana potresna obtežba	76
6.3 Potresna odpornost	76
7. Povzetki in smernice	80
7.1 Obstoječe stanje.....	80
7.2 Smernice za potrebne in priporočene ukrepe.....	81
7.2.1 Izhodišča.....	81
7.2.2 Opis sanacijskih in utrditvenih ukrepov.....	83

Priloge:

A1: Poročilo o laboratorijskih preiskavah vzorcev opečnih zidakov

A2: Poročilo o laboratorijskih preiskavah vzorcev malte

B: Analiza obremenitev zaradi navpične obtežbe in analiza potresne odpornosti potresne odpornosti zidanih stavb - računske metode in zahteve predpisov

C: Račun potresne odpornosti s programom SREMB

D: Poročilo o pregledu in oceni stanja lesenega ostrešja in lesenih stropov

E. Geološko-geomehansko poročilo

1. Uvod

Samoupravna Skupnost Italijanske Narodnosti Koper je pri Zavodu za gradbeništvo Slovenije naročila pregled, preiskave in analize nosilne konstrukcije palače Gravisi Buttorai v Ulici Osvobodilne fronte 10 v Kopru.

Nalogo smo izdelali z namenom, da se naročnik seznani s stanjem nosilne konstrukcije, pridobi podatke o stanju in problematiki nosilne konstrukcije, o obremenitvah njenih elementov ter o potresni odpornosti stavbe kot celote. Rezultati naloge so, skladno z veljavno zakonodajo, namenjeni načrtovanju in projektiranju ukrepov pri prenovi stavbe. Smernice, ki so podane v zaključkih tega poročila in njegovih prilogah, so namenjene projektiranju sanacijskih in utrditvenih ukrepov.

Pregled, preiskave in analize smo opravili na treh organizacijskih enotah ZAG:

- Pregled masivnih delov nosilne konstrukcije (zidov, sten in masivnih medetažnih konstrukcij), preiskave vzorcev gradiv iz nosilnih zidov, analize obremenitev v nosilnih zidovih pri redni navpični obtežbi in analizo potresne odpornosti stavbe v obstoječem stanju smo opravili v Odseku za stavbe in potresno inženirstvo. Poročilo o tem delu je podano v nadaljevanju, v zadnjem poglavju pa so podani skupni zaključki in priporočila.
- Pregled in analizo lesenih stropnih konstrukcij ter pregled dostopnih delov lesenih ostrešij so opravili v Odseku za lesene konstrukcije in o tem izdali samostojno poročilo (poročilo ZAG 1043/23-640-1), ki je v prilogi D.
- Pregled temeljev in temeljnih tal so opravili na Odseku za geotehniko in o tem izdali samostojno poročilo (poročilo ZAG 1043/23-710-2), ki je v prilogi E.

Vse preglede s sondiranjem in odvzemi vzorcev gradiv smo opravili med 17. 1. in 19. 1. 2024. Laboratorijske preiskave odvzetih vzorcev je opravil Laboratorij za cemente, malte in keramiko ZAG (priloge A1 in A2).

Podatke o nosilni konstrukciji smo pridobili iz dokumentacije, ki nam jo je posredoval naročnik:

1. Prenova Kulturnega doma Samoupravne Skupnosti Italijanske Narodnosti Koper - Palače Gravisi - Buttorai, arhitektura PGD (popis površin v stavbi, tehnično poročilo, načrti obstoječega stanja in rušitev: pritličje, 1. in 2. nadstropje, podstrešje, prerez; načrti novega stanja: pritličje, 1. nadstropje, 2. nadstropje, mansarda, prerez A-A ter severna, južna in vzhodna fasada), Architecta Piran, št. proj. 6/90, september 1991;
2. Palača Gravisi - Buttorai, Ulica OF 10, Koper - posnetek obstoječega stanja (tlorisi pritličja, 1. in 2. nadstropja in mansarde ter prerezi A-A, B-B in C-C), Koordinata Koper, št. proj. 004/24-MM, februar 2024.

Pri delu smo upoštevali tudi sledeče standarde, pravilnike in ostale vire:

3. *Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov* (Ur.l.RS št. 101/2005),
4. *Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1. del: Splošni vplivi* (SIST EN 1991-1:2004),
5. *Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila za stavbe - Pravila za armirano in nearmirano zidovje* (SIST EN 1996-1-1:2006+A1:2013) skupaj z Nacionalnim dodatkom (SIST EN 1996-1-1:2006+A1:2013/A101:2016);

6. *Evrokod 8*: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij:
 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe (SIST EN 1998-1:2005) skupaj z Nacionalnim dodatkom (SIST EN 1998-1:2005/A101:2009);
 3. del: Ocena in prenova stavb (SIST EN 1998-3:2005/AC:2013);
7. *Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih* (Ur.l.SFRJ št. 31/1981, 49/1982, 29/1983, 21/1988 in 52/1990);
8. *Pravilnik o tehničnih pogojih in ukrepih za izvajanje zidov stavb* (Ur.l.SFRJ št. 17-214/1970);
9. *Potresno odporne zidane stavbe*, dr. Miha Tomažević, Tehnis, Ljubljana, 2009;
10. POTROG Potresna ogroženost v Sloveniji za potrebe Civilne zaščite, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Agencija Republike Slovenije za okolje, Inštitut za vodarstvo, Ljubljana, junij 2013 (<https://www.gov.si/zbirke/projekti-in-programi/potrog/>).

2. Opis stavbe

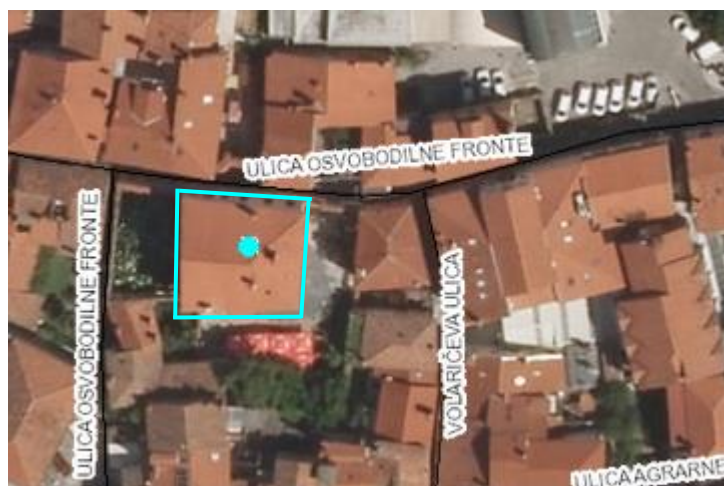
V javno dostopnem Registru nepremičnin Geodetske uprave RS (<https://ipi.eprostor.gov.si/jv/>) je za palačo Gravisi Buttorai, ki se nahaja na naslovu Ulica Osvobodilne fronte 10 v Kopru, navedeno (stanje podatkov 5. 2. 2024):

- Št. stavbe: 1546 v katastrski občini 2605 Koper;
- Položaj stavbe: samostoječa stavba;
- Leto izgradnje: 1664;
- Leto obnove fasade / strehe: 1992 / 1992;
- Etažnost:
 - o štiri etaže (pritličje, dve nadstropji in mansarda),
 - o pritličje je 1. etaža (od spodaj navzgor);
- Material nosilne konstrukcije: kamen.

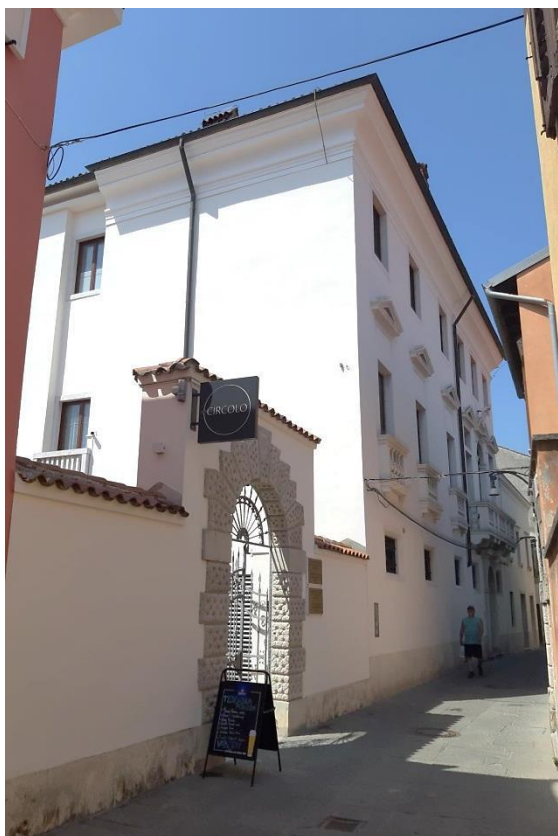
V javno dostopnem Registru kulturne dediščine (<https://geohub.gov.si/ghapp/giskd/>) pa je za palačo Gravisi Buttorai navedeno (stanje podatkov 5. 2. 2024):

- Opis: Nedokončana baročna dvonadstropna palača s šest-osno glavno fasado (balkon z balustrado) in nadstropno hišo s trisošno glavno fasado (prvotno mišljena kot desno krilo palače). Letnica 1664 na portalu.
- Lokacija: Ulica OF 8 in 10. Stoji v uličnem nizu z glavno fasado orientirana na ulico. Nedokončana palača ima na dvoriščni strani vrt.
- Datacija: 17. stol., 1664.
- Odlok o razglasitvi posameznih nepremičnih kulturnih in zgodovinskih spomenikov v občini Koper (Skupščina občine Koper, Uradna objava št. 1/93): »Nedokončana baročna palača izraža kljub predelavam v 60-ih letih kvalitetno oblikovano pročelje in delno ohranjeno poslikavo v prostorih prvega nadstropja«.

Palača Gravisi Buttorai se nahaja na južni strani Ulice osvobodilne fronte v Kopru. Njena situacija je prikazana na sliki 2.1, pogledi nanjo pa na slikah 2.2 do 2.7. Glede na zgornje podatke in dokumentacije iz l. 1991 [1] je palača sestavljena iz večje osnove iz l. 1664, ki ima v tlorisu obliko črke L, in JV dozidka iz l. 1969, ki je pravokotnega tlorisa, oba skupaj pa sestavljata tloris nekoliko nepravilne štirikotne oblike. Palača ima pritličje, dve nadstropji in podstrešje, ki je izkoriščeno na osrednjem delu tlorisa, pokriva pa jo trikapna streha.



Slika 2.1: Situacija palače Gravisi Buttorai v Kopru (vir podlage: spletni atlas okolja, ARSO).



Slike 2.2 do 2.4: Severno pročelje, kjer je glavni vhod. Na sliki 2.2. vidna tudi portal, skozi katerega se dostopa na dvorišče, in vzhodno pročelje.



Slika 2.6: Pogled na južno in vzhodno pročelje. Na južnem pročelju si sledijo trije deli različne starosti: osnova palača iz l. 1664, notranje stopnišče iz l. 1992 (v območju izzidka) in JV dozidek iz l. 1969.



Slika 2.7: Vzhodno pročelje, kjer si sledita dozidek na južni in osnova palače na severni strani. V pritličju je stranski vhod (v hodnik dozidka) in vhod v kurilnico, ki se nahaja v osnovi palače.

V projektu prenove iz l. 1991 [1] je bilo za povečanje funkcionalnosti predvidenih več posegov v dozidku in manj v osnovi palače. Na slikah od 2.8 do 2.17 so prikazani tlorisi vseh etaž, najprej stanje pred prenovo s predvidenimi rušitvami, nato pa stanje po predvideni prenovi. Za pritličje smo v dokumentaciji zasledili tudi manj podroben tloris stanja pred l. 1991 in ga vključili v sliko 2.8.

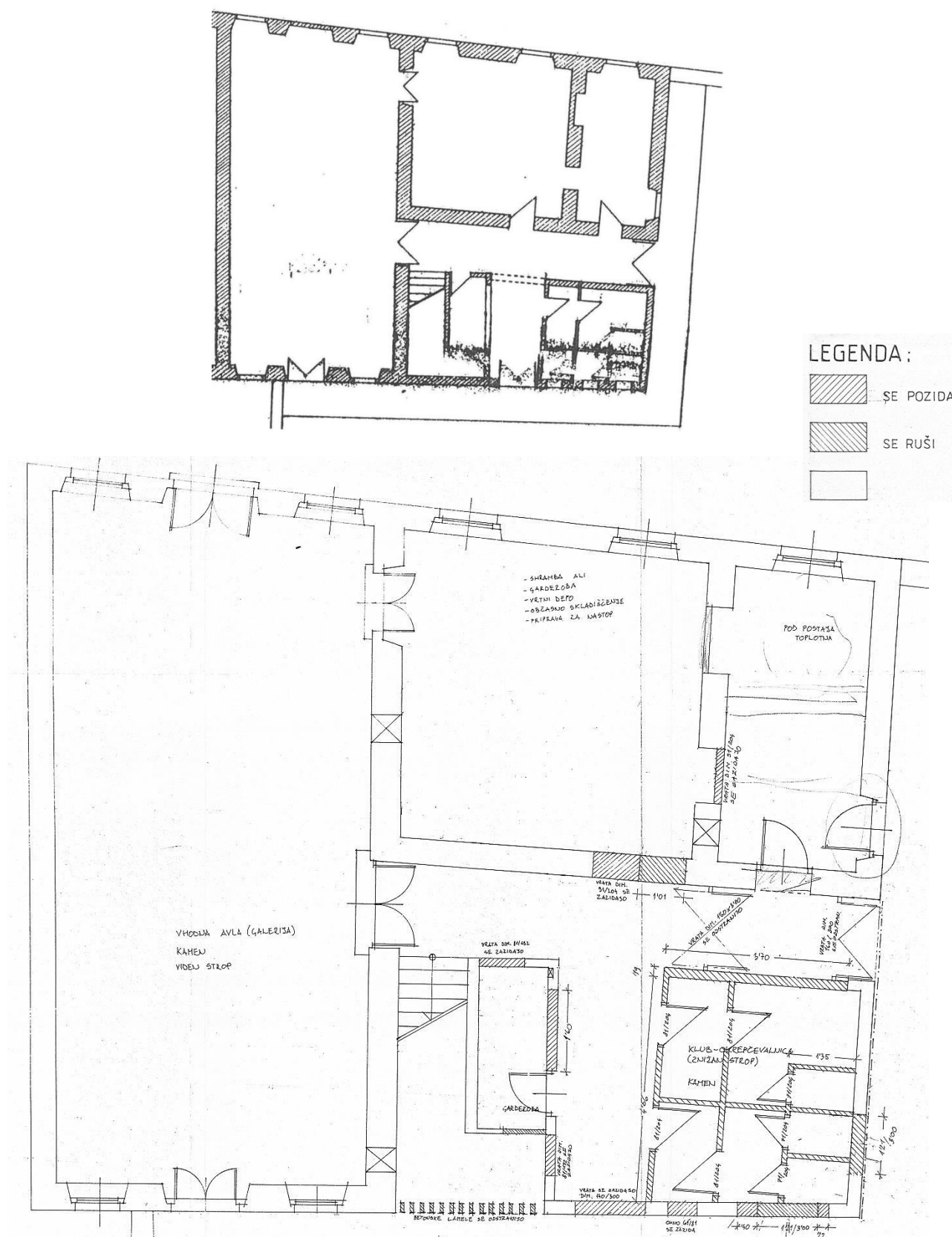
Projekt prenove iz l. 1991 [1] je bil namenjen restavriranju in predstavitvi reprezentativnih prostorov palače, vzpostavitvi prvotne zasnove in funkcioniranja palače. V ta namen je projekt sledil sledečim smernicam:

- ponovna vzpostavitev glavnega vhoda na ulični strani in odprte povezave od glavnega vhoda preko vhodne dvorane do izhoda na dvorišču,
- odprtje prvotnih, kasneje zazidanih vhodov v prostore,
- odstranitev novejših predelnih sten in vzpostavitev prostorov prvotnih gabaritov,
- ohranitev lesenih stropnih konstrukcij,
- delna porušitev oziroma rekonstrukcija JV dozidka, tako da se poudari ločnica med njim in osnovo palače.

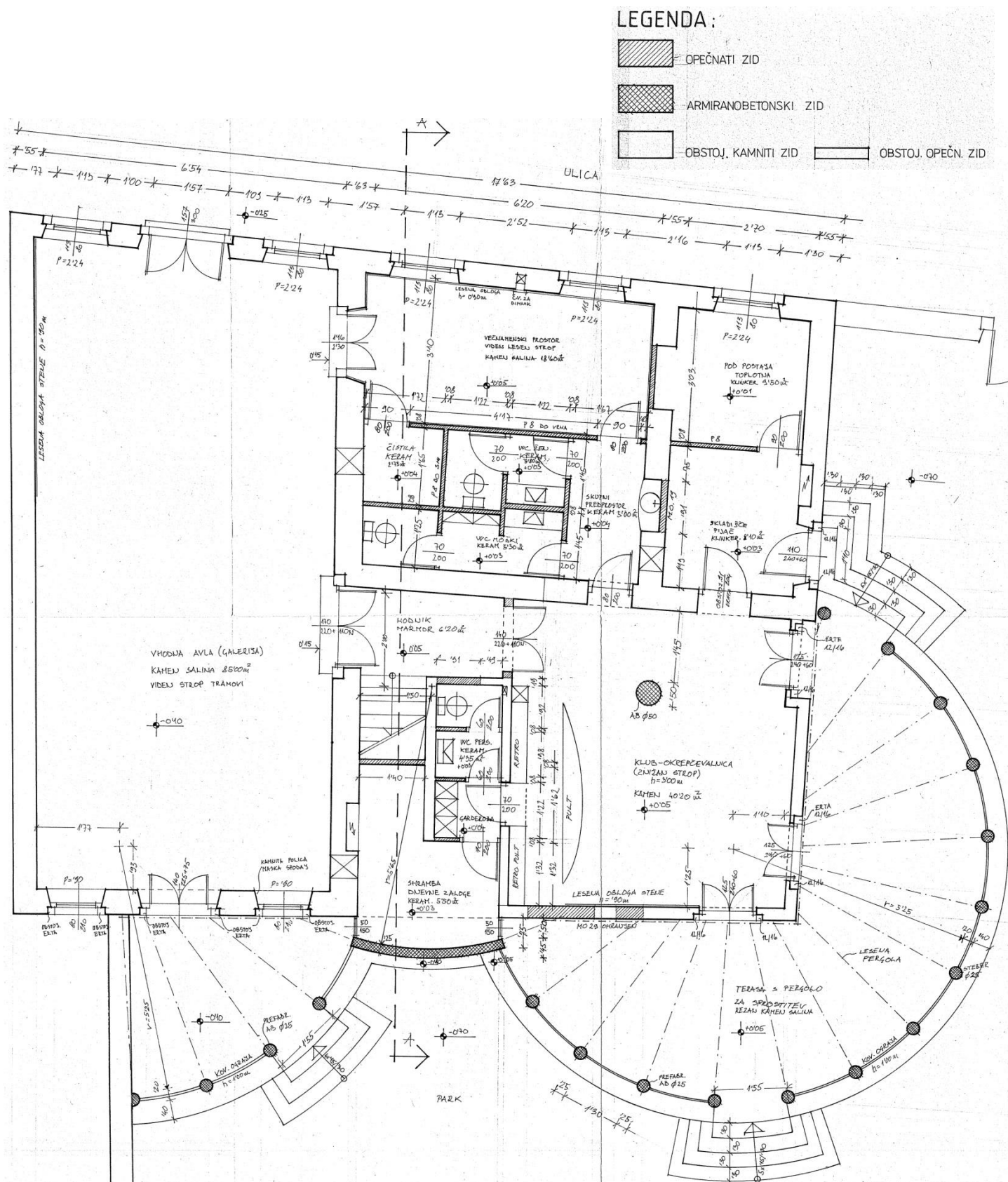
V tehničnem poročilu projekta prenove [1] so navedeni sledeči posegi oziroma ohranitve obstoječega stanja:

- rekonstrukcija stopnišča:
 - porušitev fasadne stene na zunanjem robu stopnišča - od pritličja do strehe,
 - izgradnja nove armiranobetonske (v nadaljevanju a.b.) fasadne stene, ki je zaokrožene oblike in ima nov a.b. temelj,
 - novi zunanji rob stopnišča je za 0.75 do 0.95 m izmaknjen navzven glede na stanje pred rekonstrukcijo oziroma glede na linijo pročelja vzhodno oz. zahodno od stopnišča,
 - zamenjava oblog na stopnišču (do 1. nadstropja s kamnitimi, od 1. nadstropja navzgor z lesenimi),
- rušitve posameznih odsekov nosilnih zidov, pozidave z modularnimi opečnimi zidaki, vgradnja a.b. stebrov in vgradnja novih predelnih sten iz porolita 8, vse v JV dozidku,
- ohranitev vseh medetažnih konstrukcij, ojačitev dela lesenih stropnih konstrukcij po statičnem izračunu (ki ni bil na razpolago) in nadomestitev lesenih elementov, za katere bi pregled pokazal, da so poškodovani,
- ohranitev ostrešja brez kakršnihkoli prebojev, ventilacij ali oken, zgolj zamenjava poškodovanih delov in vgradnja TI pod kritino,
- na temeljih sanacijski ali utrditveni ukrepi niso bili predvideni.

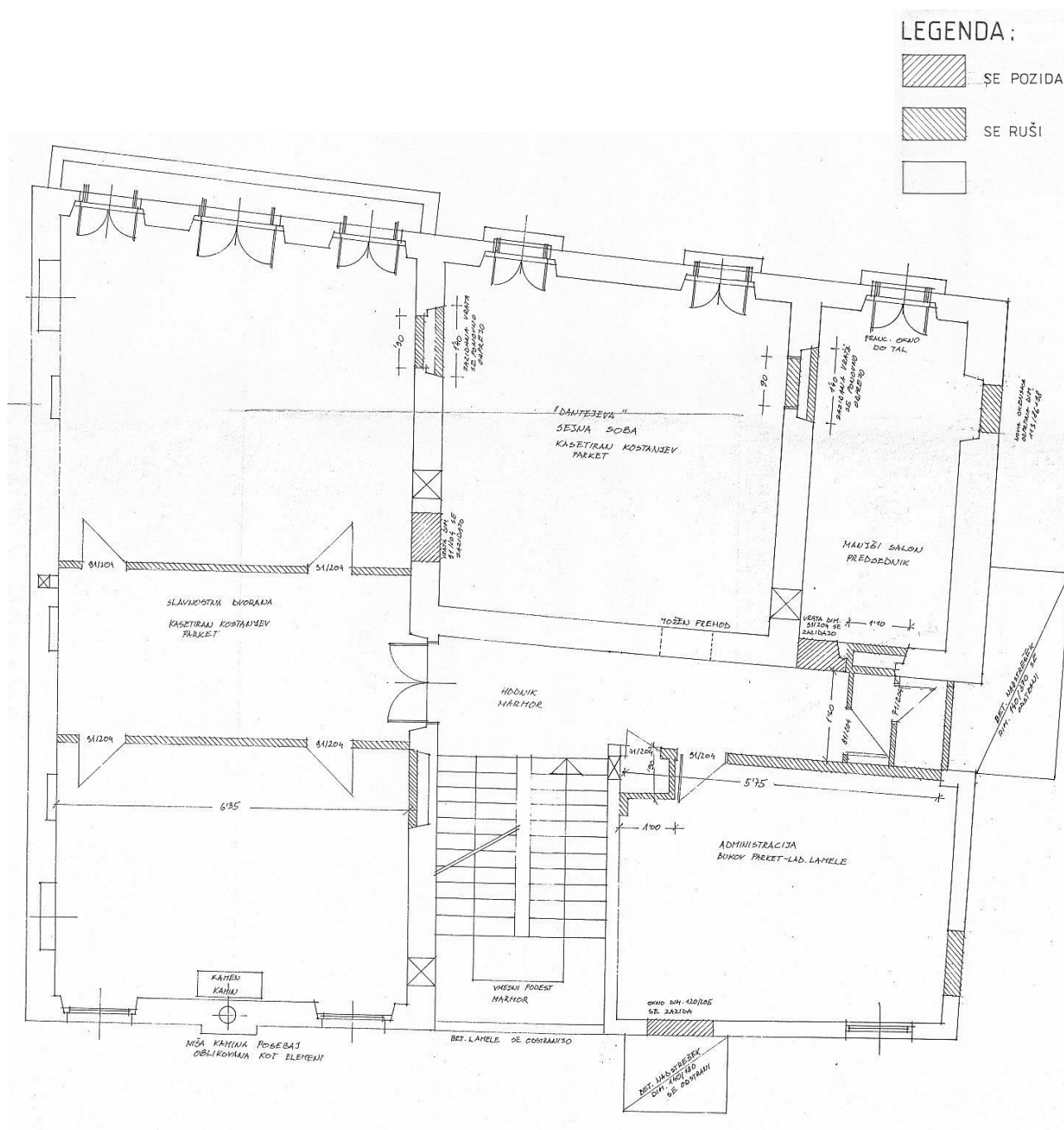
Iz načrtov projekta [1] pa je razvidno, da sta bili v pritličju, na dvoriščni strani k palači predvideni dve pokriti terasi s pergolo.



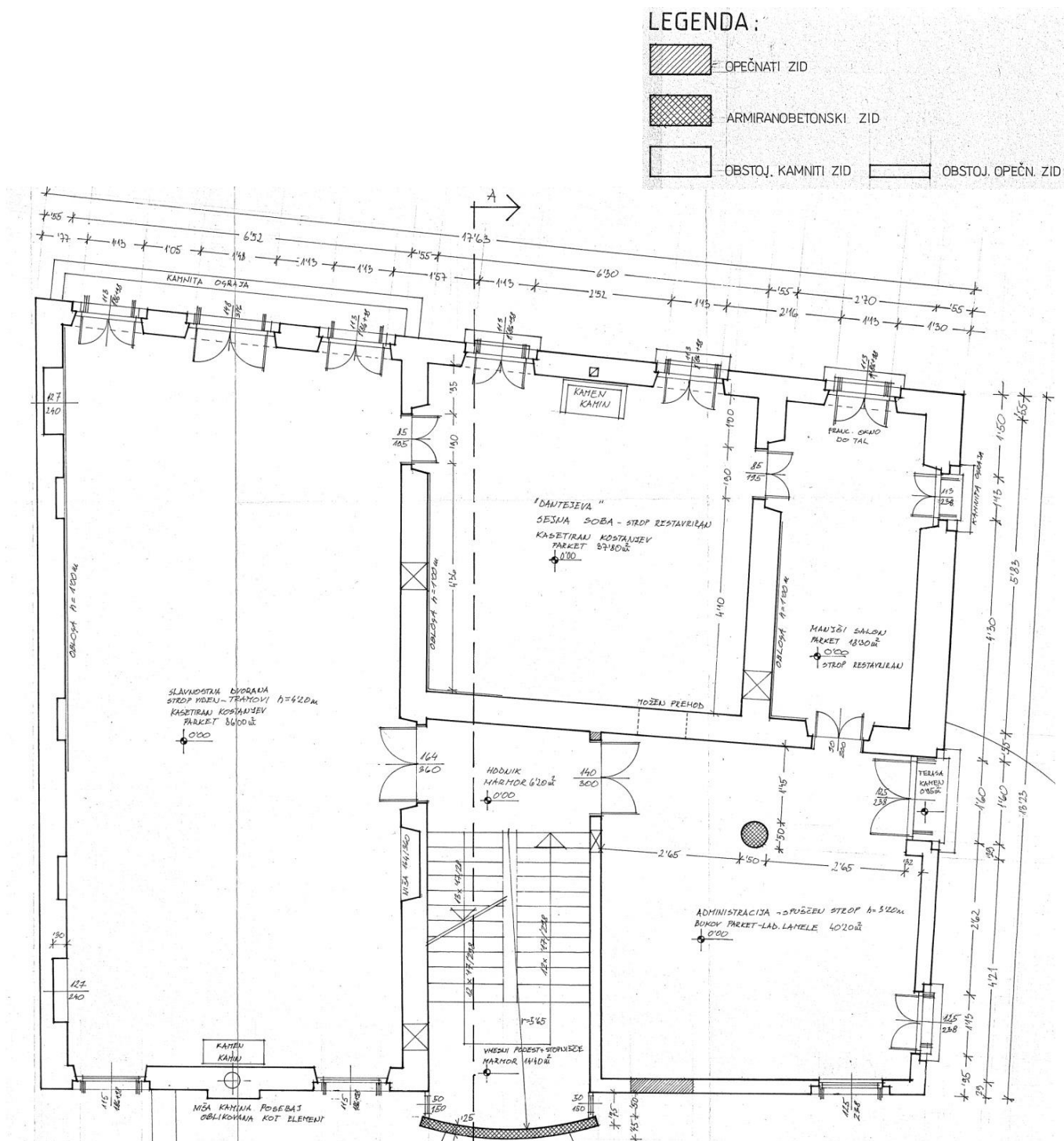
Slika 2.8: Tloris pritličja - stanje pred l. 1991 (zgoraj) in rušitveni načrt z legendo [1].



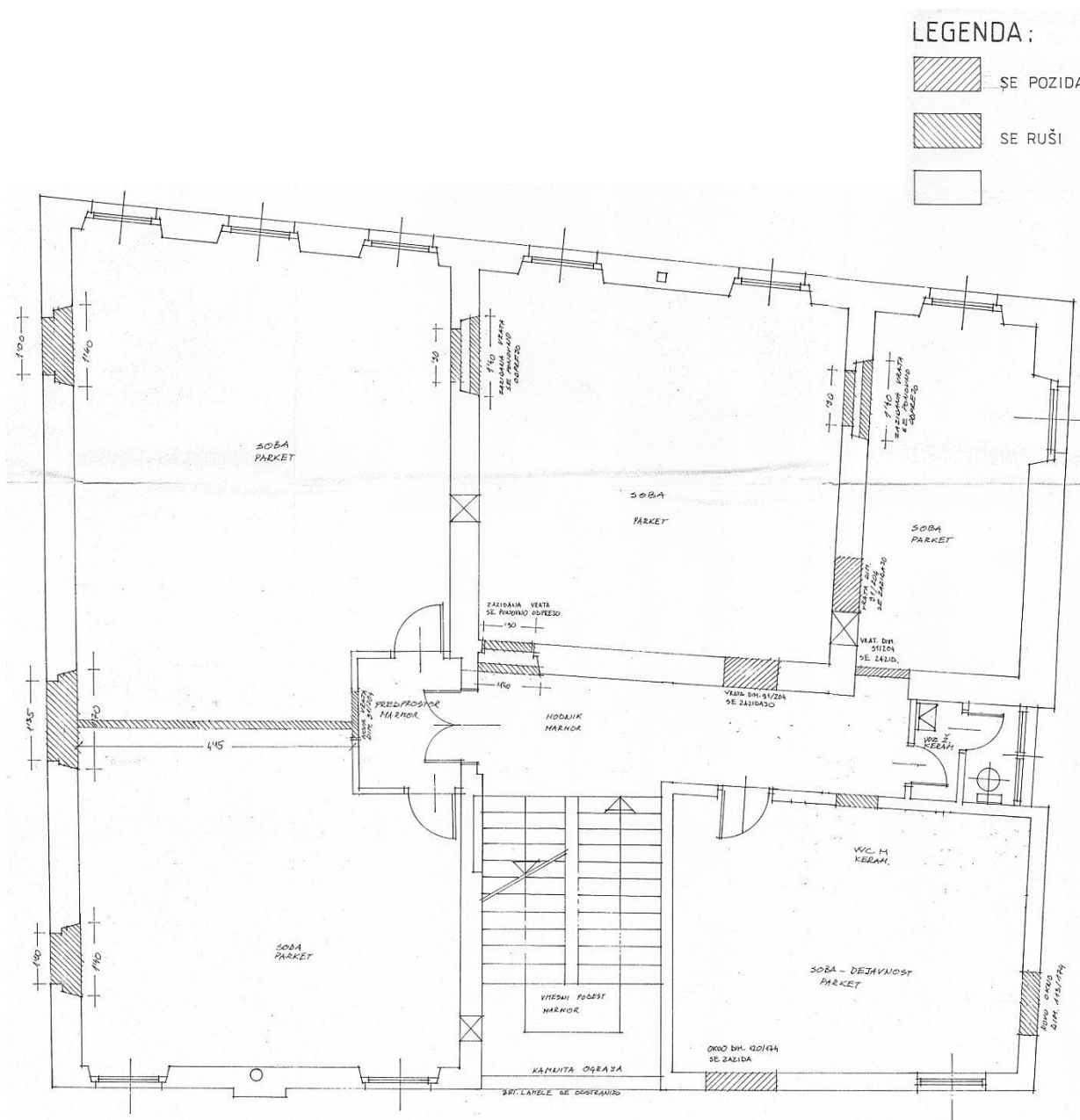
Slika 2.9: Tloris pritličja - novo stanje po projektu prenove iz l. 1991 z legendo [1].



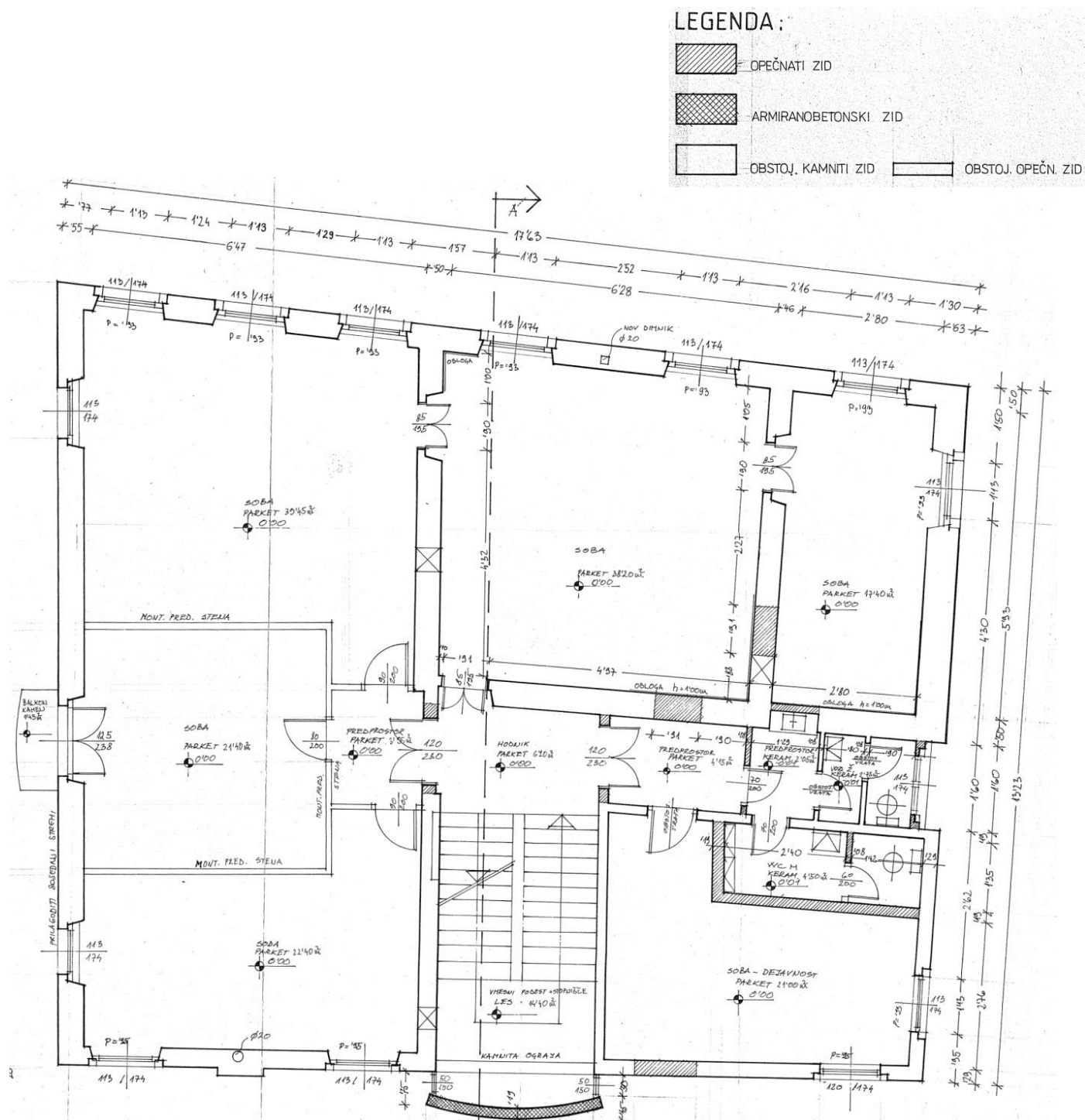
Slika 2.10: Tloris 1. nadstropja - rušitveni načrt z legendo [1].



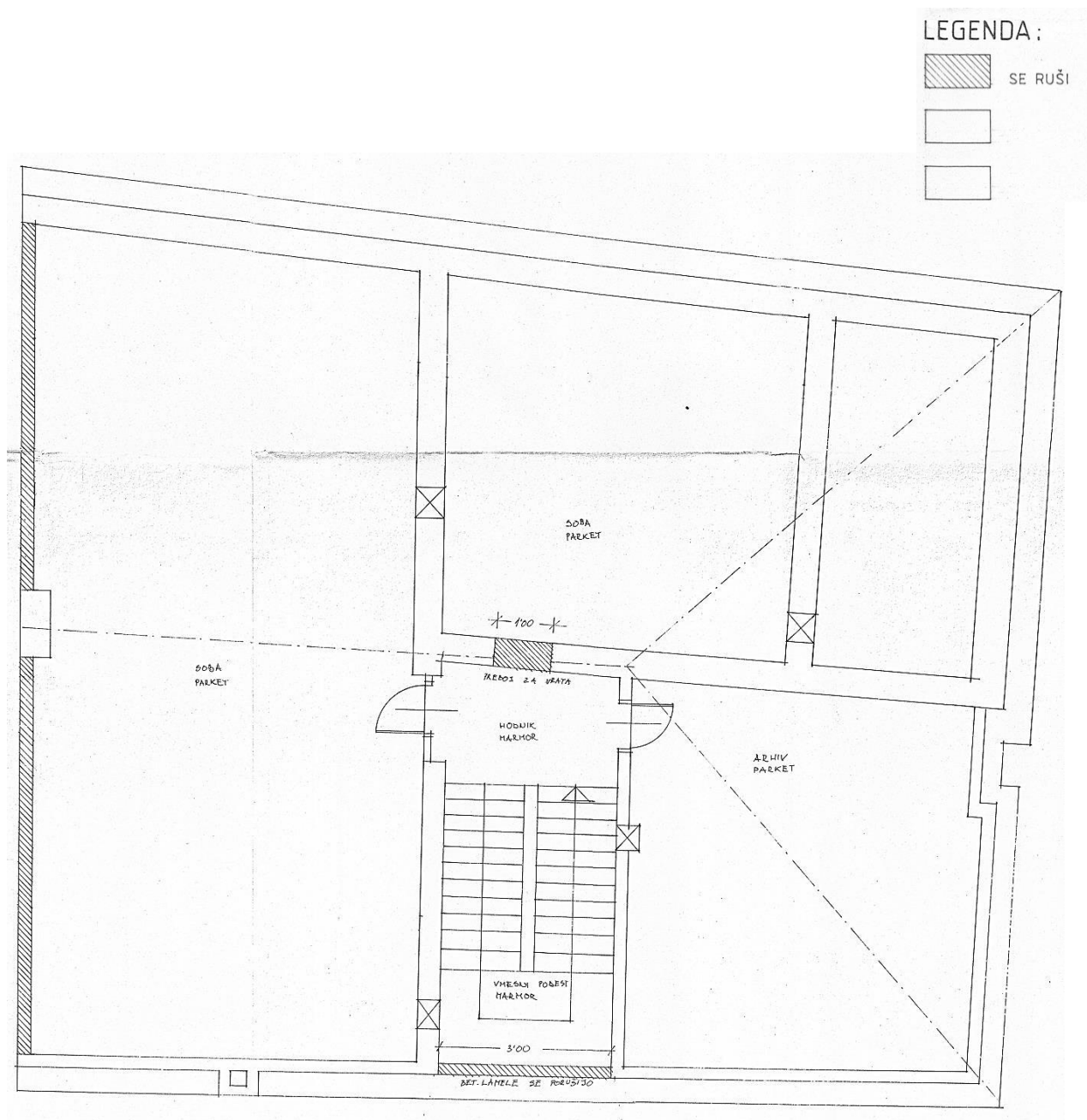
Slika 2.11: Tloris 1. nadstropja - novo stanje po projektu prenove iz l. 1991 z legendo [1].



Slika 2.12: Tloris 2. nadstropja - rušitveni načrt z legendo [1].



Slika 2.13: Tloris 2. nadstropja - novo stanje po projektu prenove iz l. 1991 z legendo [1].



Slika 2.14: Tloris podstrešja - rušitveni načrt z legendo [1].

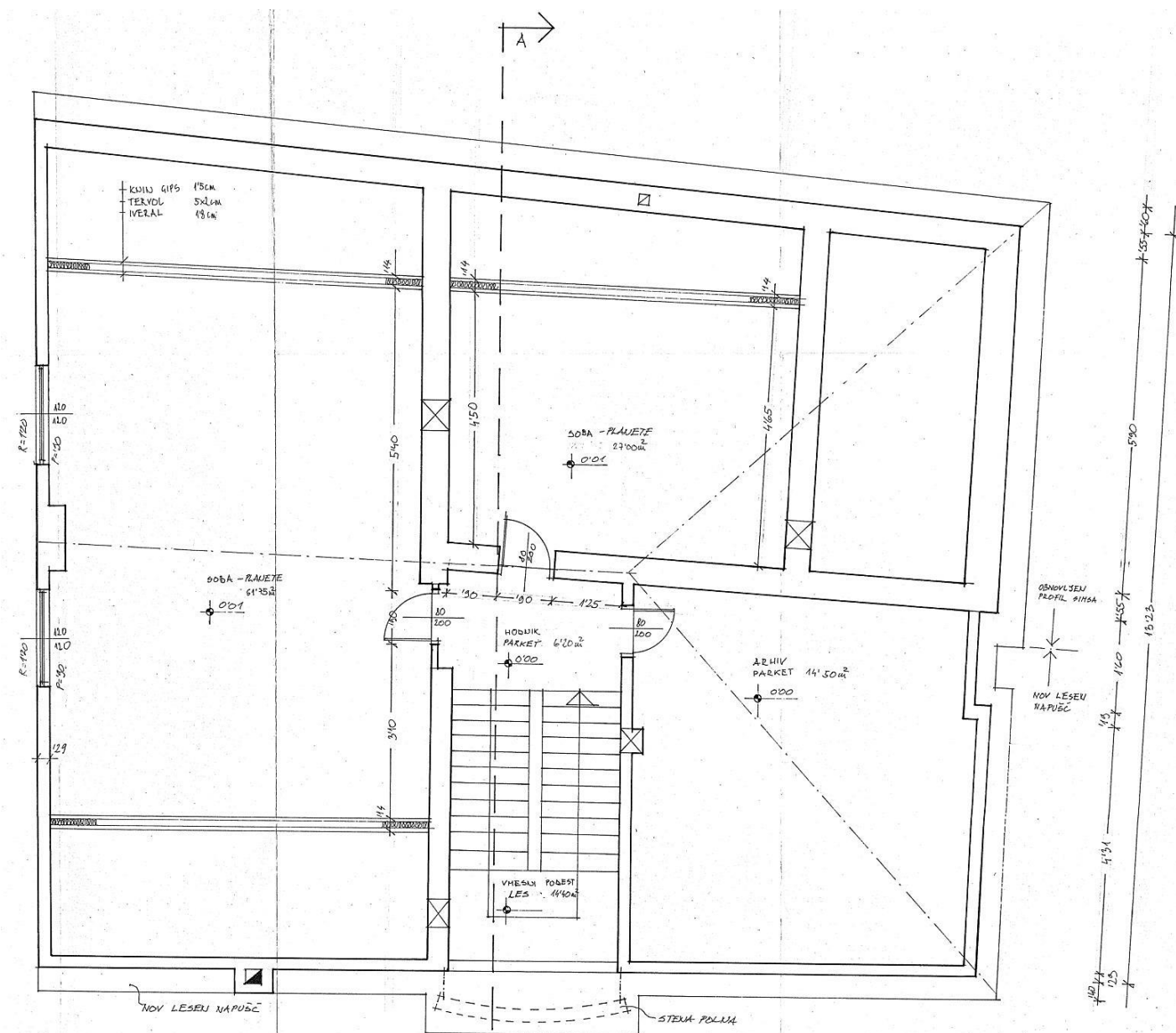
LEGENDA:



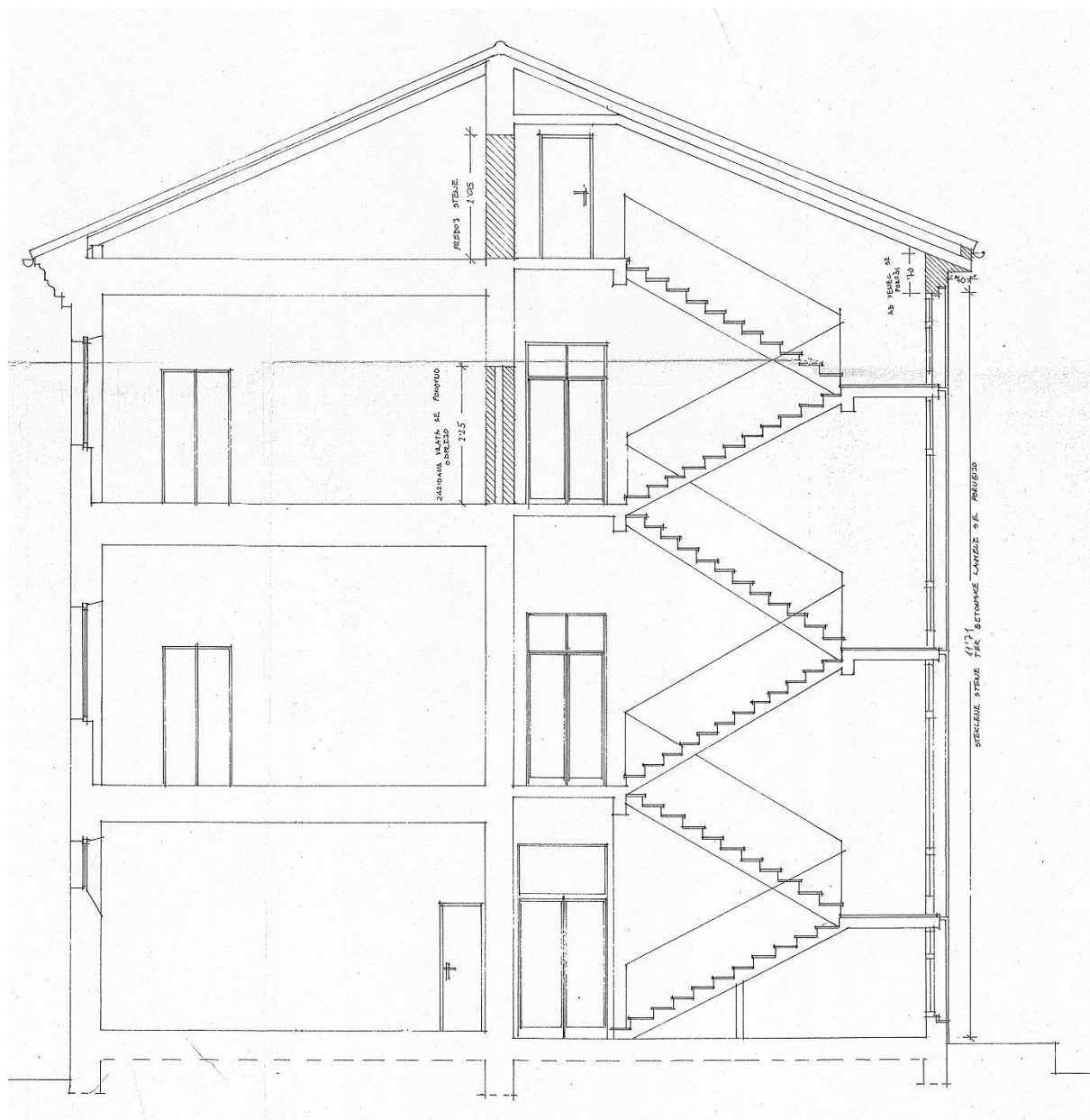
OBSTOJ. KAMNITI ZID



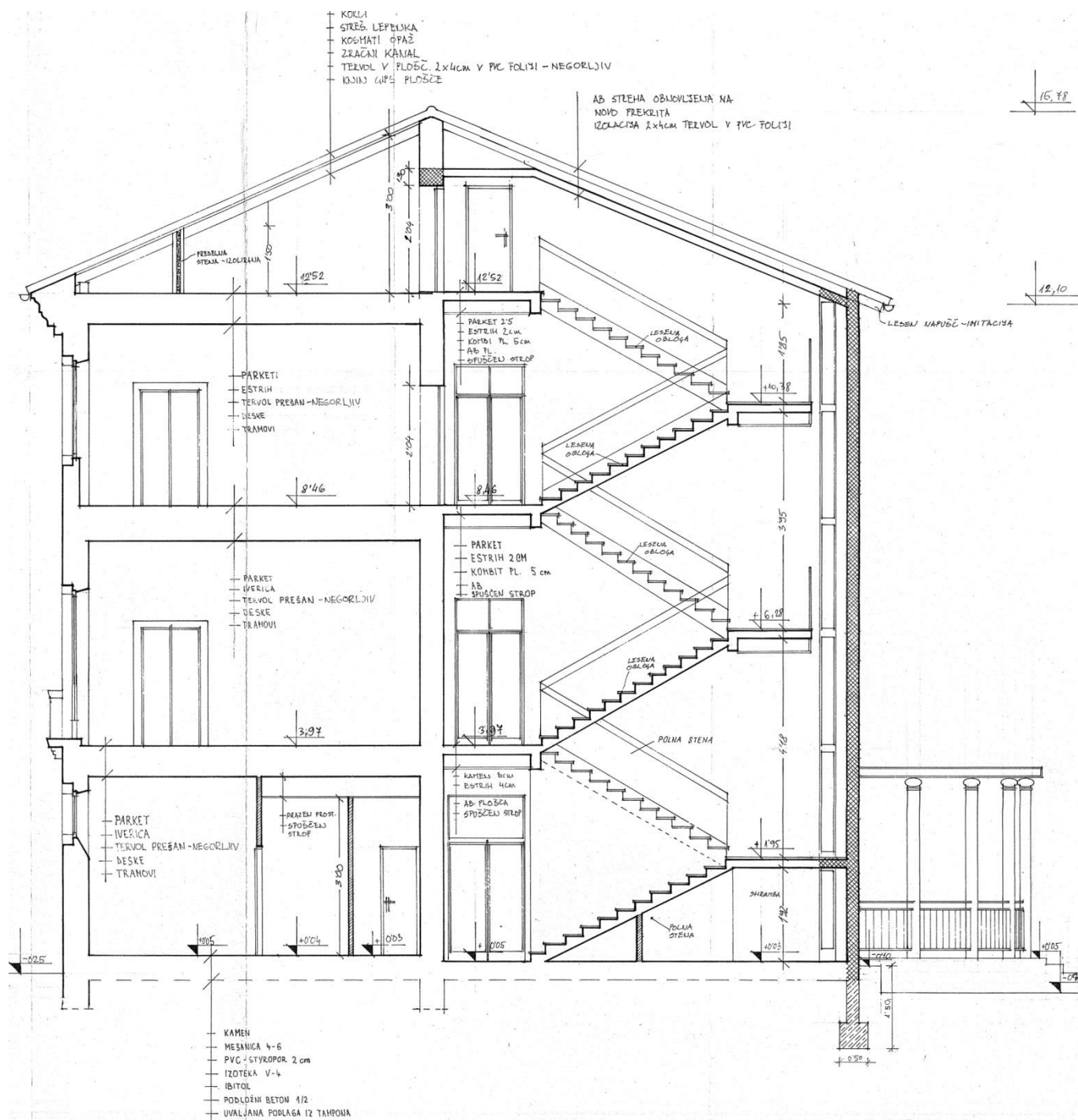
OBSTOJ. OPEČN. ZID



Slika 2.15: Tloris podstrešja - novo stanje po projektu prenove iz l. 1991 z legendo [1].



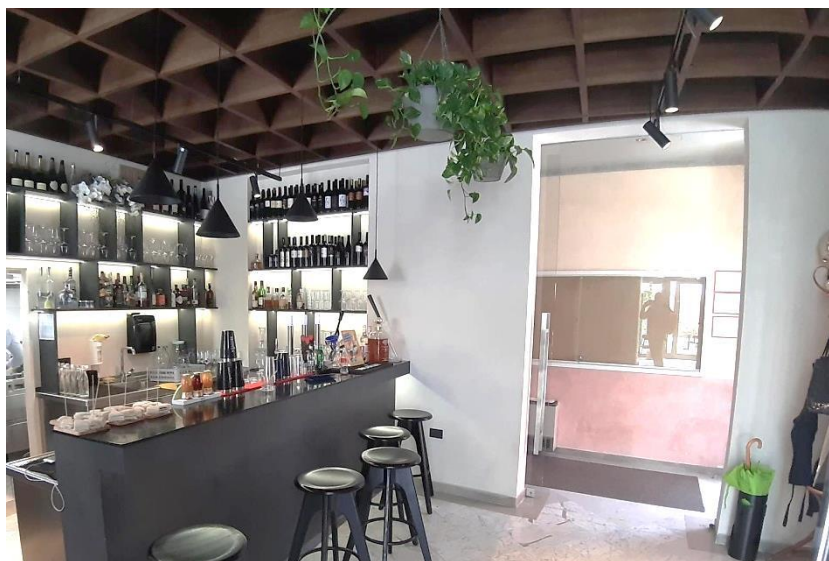
Slika 2.16: Prerez A-A - rušitveni načrt [1].



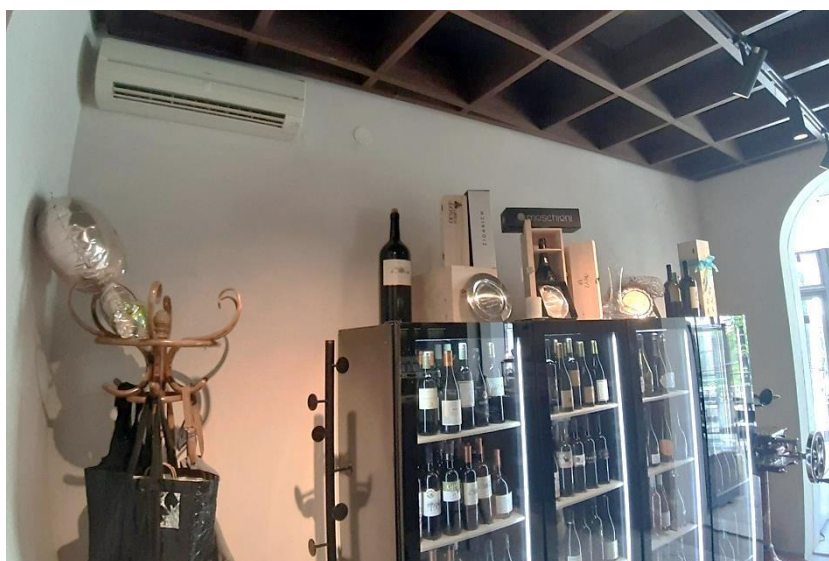
Slika 2.17: Prerez A-A - novo stanje po projektu prenovе iz l. 1991 [1].

Ugotovili smo, da je stanje v času našega pregleda odstopalo tako od načrtov stanja pred prenovo l. 1991, kot od načrtov stanja po projektu prenove iz l. 1991 [1]. Vidne razlike je bilo mogoče ugotoviti že z vizualno primerjavo načrtov in videza na pročeljih in v notranjosti:

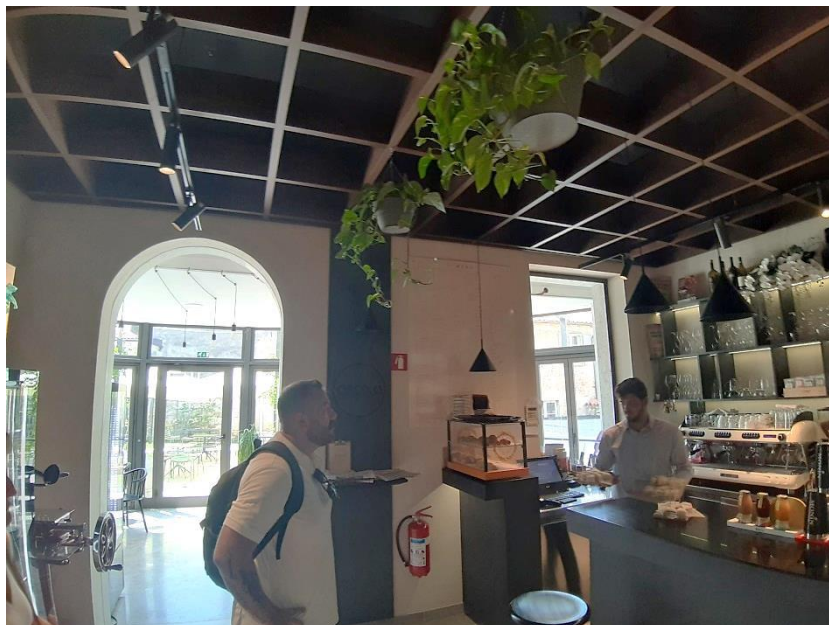
- rekonstrukcija JV dozidka je bila izvedena drugače:
 - novi a.b. stebri niso bili vgrajeni (slike 2.18, 2.21 in 2.22),
 - drugačen je razpored rušitev in pozidav v notranjosti (slike 2.18 do 2.22),
 - veliko novih odprtin v zunanjih zidovih in s tem oslabitev nosilne konstrukcije, ni bilo izvedenih (slika 2.19), nekatere pa kljub temu (slika 2.20),
- v pritličju je bila k palači na dvoriščni strani dograjena le ena pokrita terasa (slika 2.6).



Slika 2.18: Bar v pritličju - dejansko nosilni zid med barom in hodnikom ni bil nadomeščen z a.b. stebrom, kot predvideno v projektu iz l. 1991 (sliki 2.8 in 2.9), ampak je bil deloma ohranjen, deloma porušen in na delu dozidan tako, da je na delu niša, na delu pa daljša odprtina. Nad prostorom je spuščen strop, domnevno lesen. Spuščen strop je tudi nad hodnikom, vidnem zadaj. V kamnitem nosilnem zidu med hodnikom in kurilnico pa ni bila izvedena nova vratna odprtina, kot predvideno v projektu.



Slika 2.19: Bar v pritličju - v vzhodnem zunanjem zidu nova odprtina ni bila izvedena (kot na slikah 2.8 in 2.9).



Slika 2.20: Bar v pritličju - nova odprtina v južnem zunanem zidu je bila izvedena (levo), prvotna odprtina (desno) pa ni bila zazidana, kot predvideno v projektu (slika 2.8).



Sliki 2.21 in 2.22: Hodnik v 1. nadstropju - nosilni zid med hodnikom in prostorom administracije ni bil nadomeščen z a.b. stebrom, kot predvideno v projektu (sliki 2.10 in 2.11), ampak je bil na delu ohranjen, na delih porušen za povečanje obstoječe oziroma izvedbe nove odprtine.

Dodatne razlike so se pokazale ob detajlnem pregledu in sondiranju nosilne konstrukcije. Ugotovljeno stanje na izbranih preglednih mestih je opisano v nadaljevanju poročila.

Zato je naročnik pridobil posnetek dejanskega stanja [2], ki je povzet na slikah 2.23 do 2.30. Po tem posnetku znaša dolžina stavbe vzdolž ulice na severni strani 17.87 m, dolžina na

južni - dvoriščni strani 16.66 m, širina na zahodni strani znaša 15.45 m, širina na vzhodni strani pa 13.30 m.

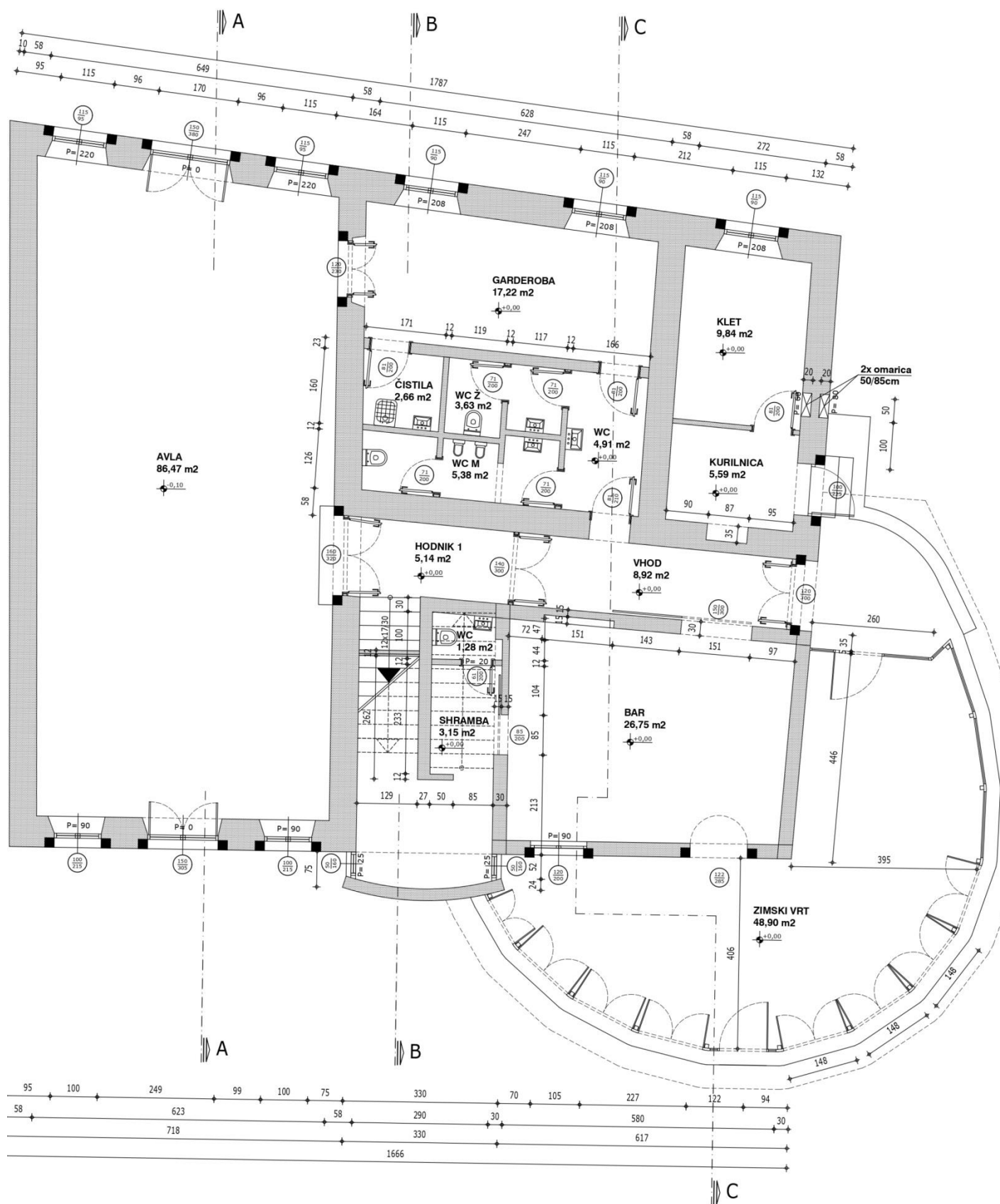
Tlaki v večini prostorov v pritličju so na koti ± 0.00 m, kar je 0.25 m nad tlakom v ulici. Izjema je nekoliko nižje ležeča avla, ki je na koti -0.10 m. Prvo nadstropje je na koti +4.20 m, drugo nadstropje na koti 8.80 m in mansarda na koti +12.90 m. Etažna višina tako znaša 4.10 m v pritličju (4.20 m v avli), 4.70 m v prvem nadstropju in 4.10 m v drugem nadstropju.

Neposredno z ulice se vstopa v avlo, iz avle je na nasprotni strani izhod na dvorišče. Drugi vhod je z vzhodne strani, v hodnik JV dozidka. Do edinega notranjega, dvoramnega stopnišča se dostopa tako iz avle, kot s hodnika.

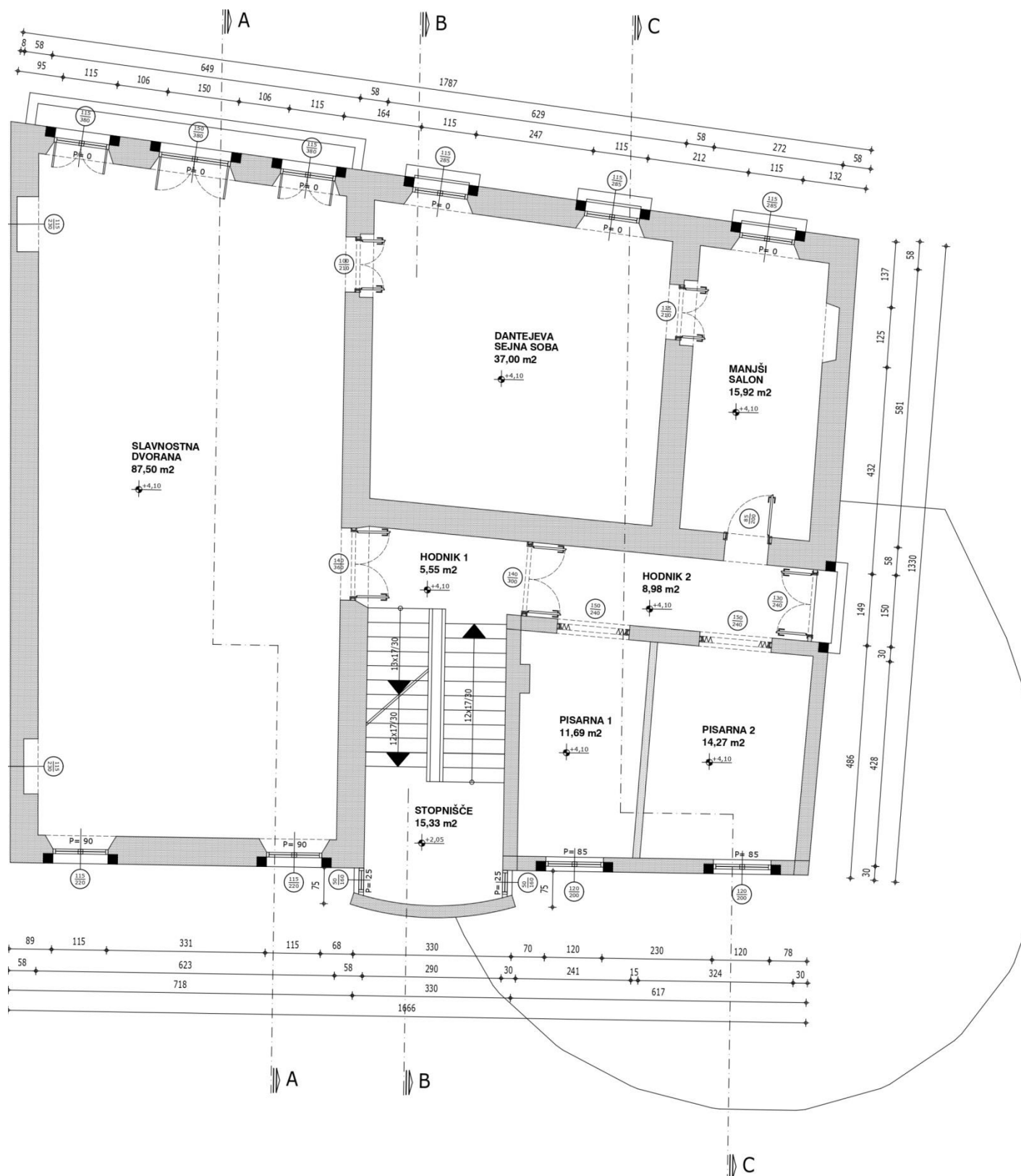
LEGENDA

	OPEČNI ZID
	AB
	KAMEN
	OBSTOJEČE KONSTRUKCIJE

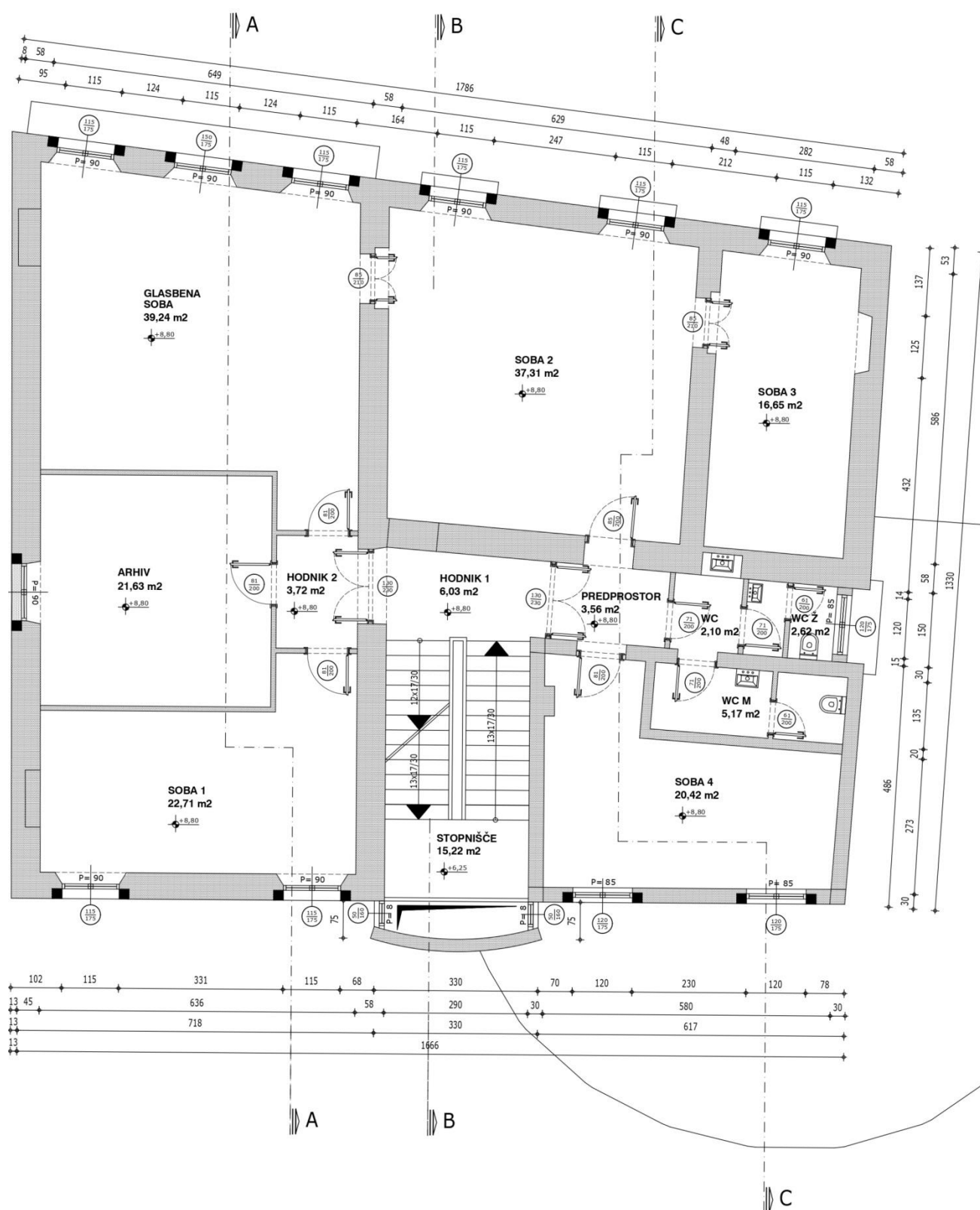
Slika 2.23: Posnetek obstoječega stanja - legenda k vsem načrtom na slikah 2.24 do 2.30 [2].



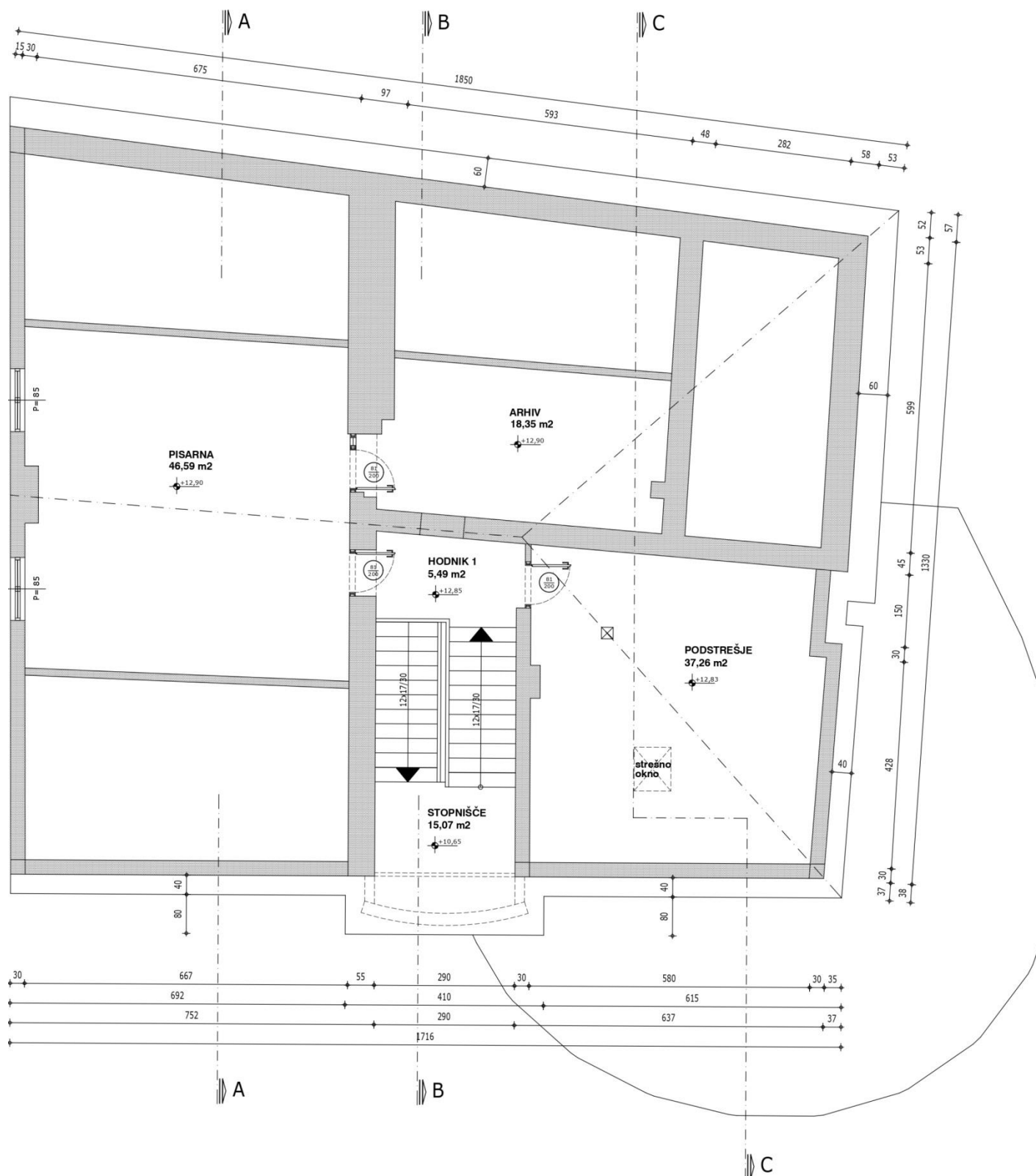
Slika 2.24: Tloris pritličja - posnetek obstoječega stanja [2].



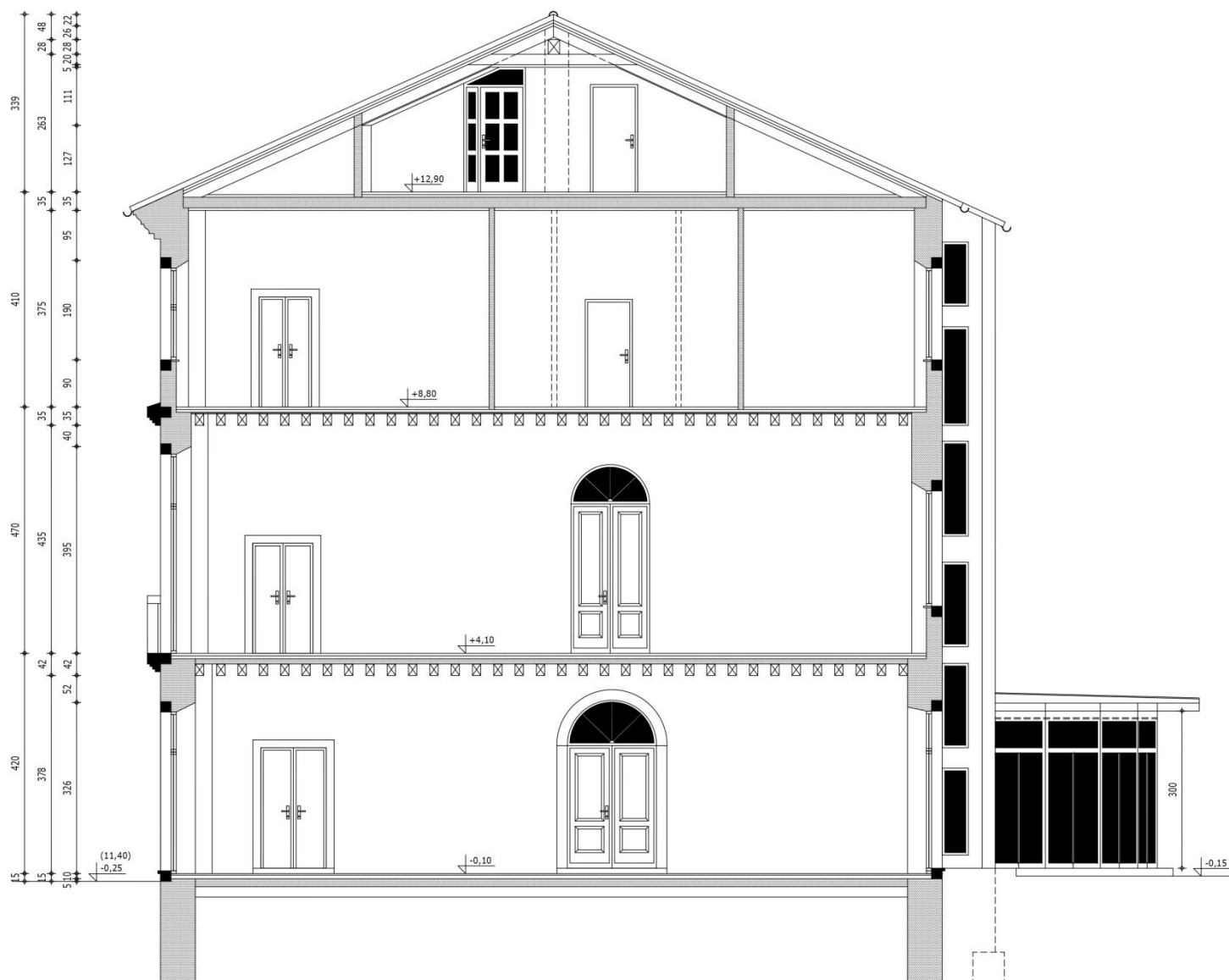
Slika 2.25: Tloris 1. nadstropja - posnetek obstoječega stanja [2].



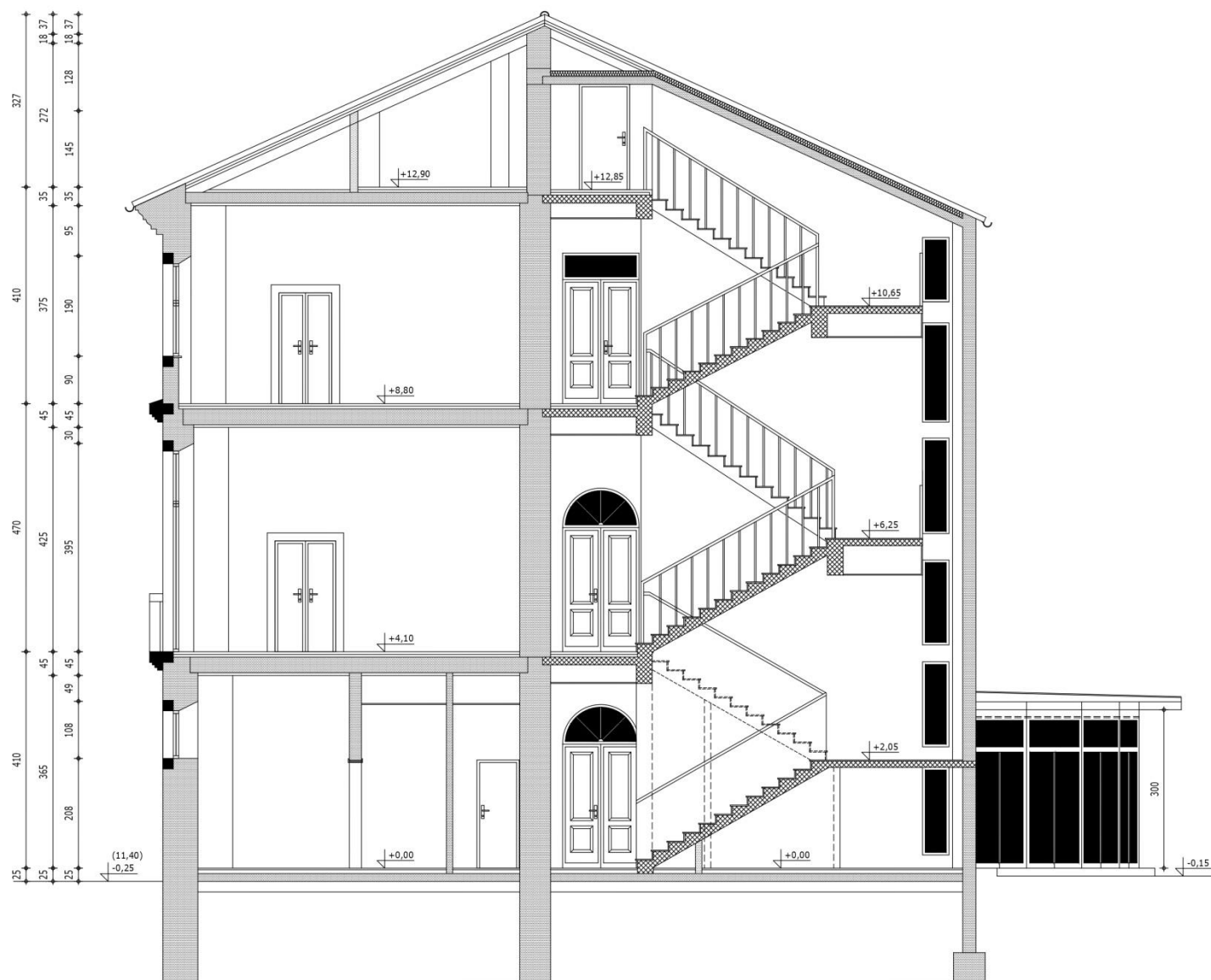
Slika 2.26: Tloris 2. nadstropja - posnetek obstoječega stanja [2].



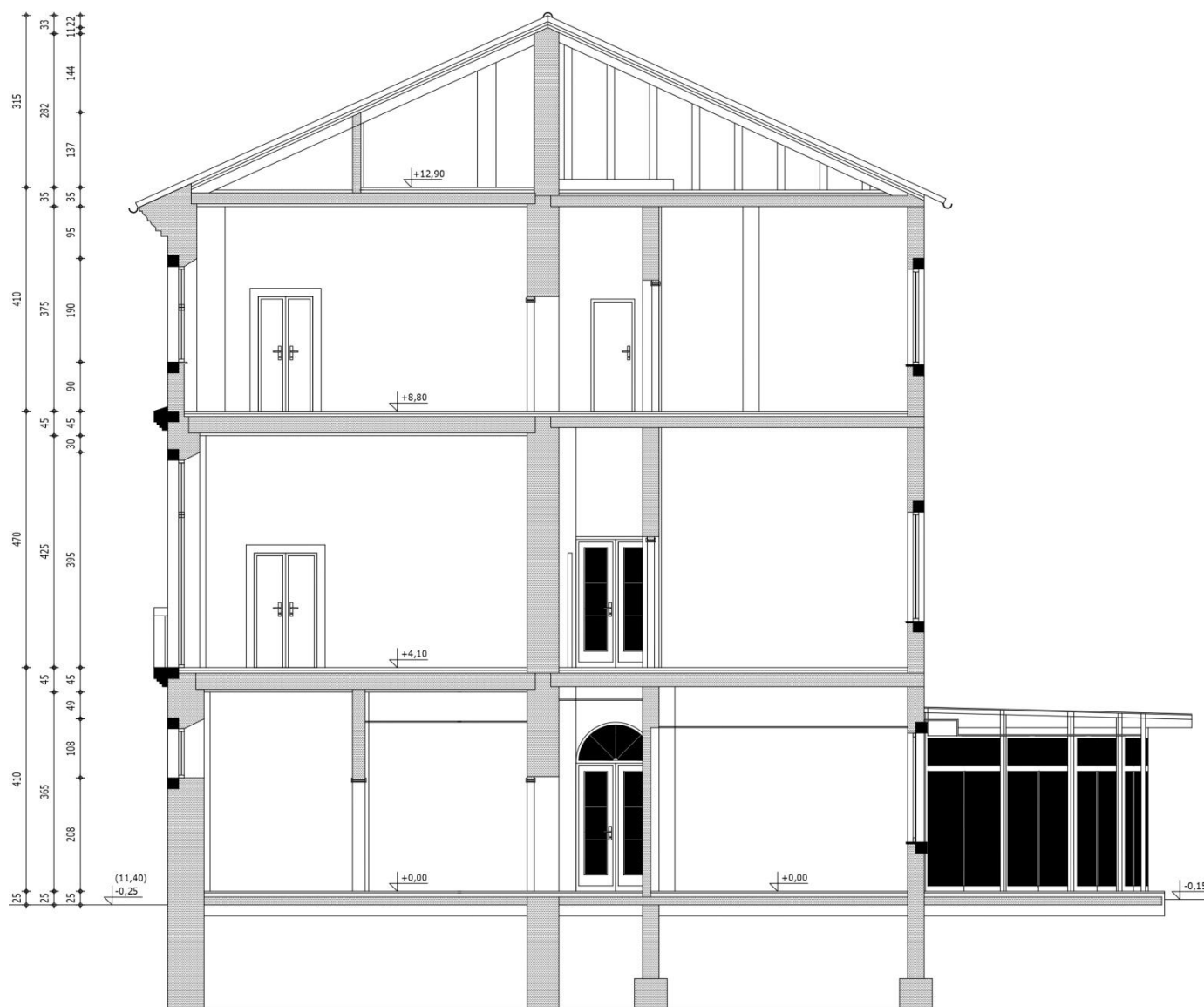
Slika 2.27: Tloris podstrešja - posnetek obstoječega stanja [2].



Slika 2.27: Prerez A-A - posnetek obstoječega stanja [2].



Slika 2.28: Prerez B-B - posnetek obstoječega stanja [2].



Slika 2.29: Prerez C-C - posnetek obstoječega stanja [2].

3. Nosilna konstrukcija

3.1 Opis nosilne konstrukcije

Nosilno konstrukcijo starejše osnove sestavljajo kamniti temelji, kamniti in deloma mešani nosilni zidovi, lesene stropne konstrukcije in leseno ostrešje. Nosilno konstrukcijo novejšega JV dozidka pa sestavljajo betonski temelji, opečni zidovi, masivne a.b. stropne konstrukcije in leseno ostrešje. Konstrukcije v območju stopnišča (rame, podesti in strešna konstrukcija) pa so, glede na pregledano dokumentacijo, a.b. plošče.

Ob prenovi l. 1992 so bili v JV dozidku izvedeni določeni rekonstrukcijski posegi:

- rekonstrukcija stopnišča:
 - fasadna stena, ki jo na zunanjem robu stopnišča sestavljajo betonske lamele, je bila porušena od pritličja do strehe,
 - zgrajena je bila nova zunanja stena zaokrožene oblike, z novim a.b. temeljem, pri čemer ni bila izvedena kot a.b. stena, ampak kot zid iz modularnih opečnih zidakov,
 - v vmesnem prostoru, ki je nastal z izmikom zunanjega roba stopnišča, so bili vgrajeni:
 - a.b. plošča med novim zidom in prvotnim a.b. podestom med pritličjem in 1. nadstropjem (sliki 2.17 in 3.1),
 - a.b. plošča med novim zidom in prvotno strešno ploščo (slika 2.17),



Slika 3.1: Stopnišče, notranji podest med pritličjem in nadstropjem - podest je bil podaljšan do novega zidu na izmaknjenem zunanjem robu stopnišča, na obeh robovih izmika so bile vgrajene a.b. vezi oz. a.b. nosilci, pod oziroma nad njimi pa ozka okna.

- znotraj višinskega območja med vmesnim podestom med pritličjem in 1. nadstropjem ter streho, kjer preostala dva vmesna podesta nista bila

podaljšana do novega zidu, so bile vgrajene po 4 a.b. vezi oz. nosilci (sliki 3.2 in 3.3):

- med zahodnim robom novega zidu in zidanim vogalom starejše osnove ter
- med vzhodnim robom novega zidu in zidanim vogalom novejšega JV dozidka;



Sliki 3.2 in 3.3: Ožji del južnega pročelja z novim stopnišnim zidom - na obeh robovih zidu so bile v pasu izmika vgrajene a.b. vezi oz. a.b. nosilci, pod oziroma nad njimi pa ozka okna.

- rušitve posameznih odsekov nosilnih zidov ter pozidave z modularnimi opečnimi zidaki:
 - lokacije in dolžine rušitev in pozidav je mogoče oceniti s primerjavo med načrti stanja pred l. 1991 (slike 2.8, 2.10, 2.12, 2.14 in 2.16) in načrti stanja iz l. 2024 (slike 2.24 do 2.30),
 - iz tega je mogoče nato oceniti vrsto zidovja na posameznem odseku,
- vgradnja novih tlakov nad lesenimi stropnimi konstrukcijami v starejši osnovi palače, kar je lahko spremenilo obtežbo na lesene stropnike.

Nosilno konstrukcijo zunanje pokrite terase, ki ni predmet obravnave, sestavljajo leseni strešni elementi, ki so na zunanjem robu podprti na a.b. stebrih, na notranjem robu pa na konzolah, vgrajenih v zunanje zidove palače.

Poleg dokumentacije smo od predstavnika naročnika prejeli še ustno informacijo, da naj bi bil temelj pod krajnim zahodnim zidom l. 2003/04 saniran z injektiranjem.

3.2 Vidne razpoke in druge poškodbe v masivnih delih nosilne konstrukcije

Naročnik oziroma njegovi predstavniki so podali naslednje ustne informacije:

- da so poškodbe v stavbi opazili po letu 2021, t.j. neposredno po rekonstrukciji oziroma nadomestni gradnji sosednje stavbe na zahodni strani, katere novi temelji naj bi segali znatno pod nivo prvotnih,
- da so razpoke prisotne na površinah zidov, stropov in talnih oblogah,
- da je na nekaterih mestih omet razpokal in odpadel.

Stanje in vidne poškodbe masivnih delov nosilne konstrukcije, ugotovljeni ob pregledu, so prikazani na slikah od 3.4 do 3.44, sistematično od 2. nadstropja do pritličja, v vsaki etaži pa od večjega prostora na zahodni strani do prostorov v JV dozidku. Pod slikami so navedeni opisi in komentarji. Imena prostorov v podnapisih so povzeta iz zadnjega posnetka stanja (slike 2.24 do 2.27). Slabše vidne razpoke so poudarjene z rdečimi črtami, pri čemer debeline črt niso sorazmerne s širinami razpok.



Slika 3.4

Slike 3.4 do 3.6: Soba 1 v 2. nadstropju: strme poševne, do 2.0 mm široke razpoke na robovih nadokenskih slopov ter vodoravne razpoke vzdolž stika med zunanjim zidom in stropom.



Slika 3.5



Slika 3.6



Slika 3.7: Zahodni zunanji zid v Sobi 1 v 2. nadstropju - do 0.5 mm široke poševne razpoke v zidu, razpoke na stikih med zidom in stropom in med zidom in predelno steno desno.

Slike 3.8 do 3.11: Glasbena soba v 2. nadstropju:



Slika 3.8 SZ vogal - do 2.0 mm široke prečne in poševne razpoke v nadokenskem slopu, ki se navzgor nadaljujejo v navpično razpoko na stiku med zahodnimi in severnim zidom.



Slika 3.11: SV vogal - strma poševna in navpična razpoka na robu zidanega nadokenskega loka.



Sliki 3.9 in 3.10: Navpične in poševne razpoke v parapetnih zidovih pod zahodnim in srednjim oknom.

Slike 3.12 do 3.14: Glasbena soba v 2. nadstropju:



Slika 3.12: Razpoke v zahodnem zunanem zidu, zlasti v območju prvotnih in zazidanih okenskih odprtin, razpoke na stiku med zahodnim in severnim zidom, med zidom in stropom ter na stiku med predelno steno (na levi strani) in nosilnim zahodnim zidom.



Slika 3.13: Razpoke v notranjem vzdolžnem zidu, zlasti v območju vratne odprtine.

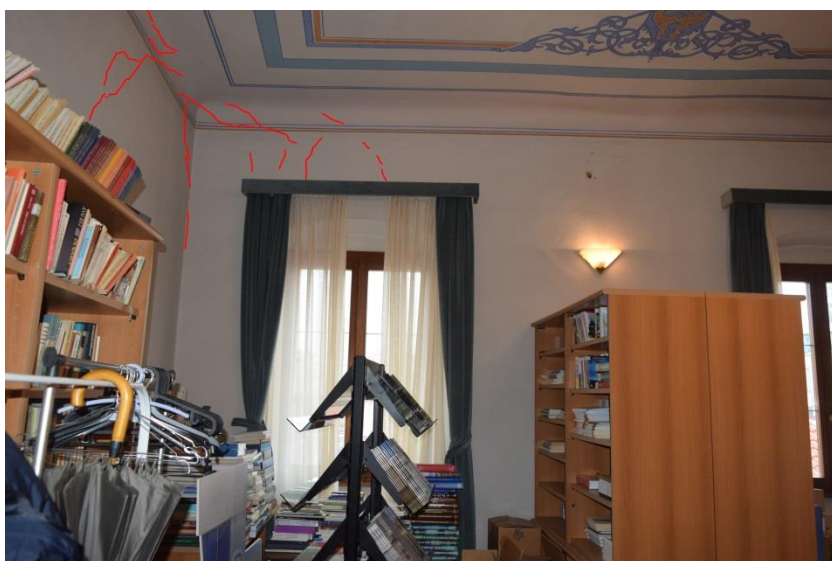
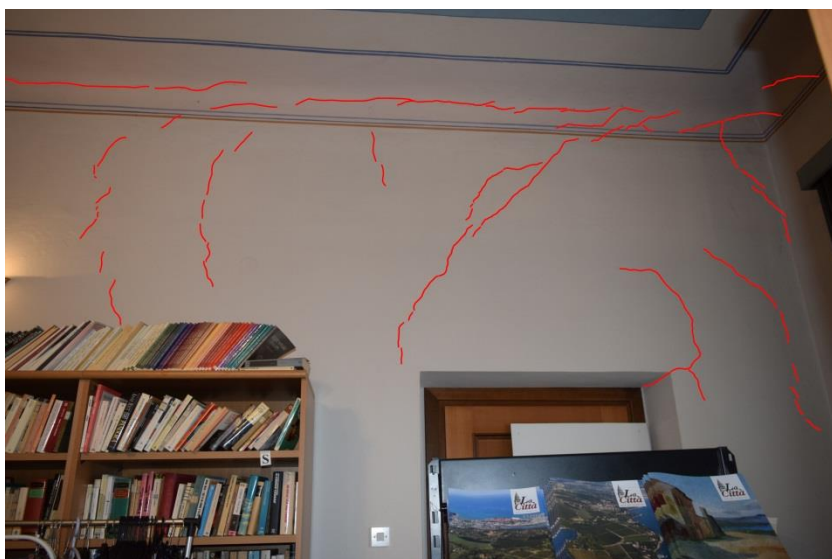


Slika 3.14: Razpoke na stiku med nosilnim zidom na levi strani in predelno steno in razpoke v predelnih stenah.

Slike 3.15 do 3.17: Soba 2 v 2. nadstropju:



Sliki 3.15 (zgoraj) in 3.16 (spodaj): Nosilni zid med Sobo 2 in Glasbeno sobo ima več navpičnih razpok, poševne razpoke nad vratno odprtino in vzdolž stika s severnim zunanjim zidom ter vodoravno razpoko na stiku s stropno konstrukcijo.



Slika 3.17: V severnem zunanjem zidu je nekaj krajših navpičnih in poševnih razpok nad okensko odprtino.



Slike 3.18 do 3.21: 2. nadstropje:

Slika 3.18: Nosilni zid med Sobo 2 in Sobo 3 ima posamezne navpične razpoke v območju pozidane prvotne odprtine oziroma dimničnih tuljav.



Slika 3.19 (levo): Poševne razpoke levo od vrtnice odprtine in nad odprtino v nosilnem zidu med Sobo 2 in Sobo 3.



Slika 3.20: Pogled na zid in razpoke na drugi strani zidu s slike 3.19.



Slika 3.21: Soba 4 - navpična razpoka na stiku predelnih sten, vgrajenih med prenovo l. 1992.

Slike 3.22 do 3.25: Slavnostna dvorana v 1. nadstropju:



Sliki 3.22 in 3.23: Razpoke na krajnih robovih nadokenskih slopov v južnem zidu.



Sliki 3.24 in 3.25: Razpoke v območju niš na južnem in severnem delu zahodnega zunanjega zidu, v niši na severnem delu je vidna tudi vzdolžna razpoka v niši, na zgornji zidni površini. Vidni so tudi sledovi novejšega beleža, s katerim so bile starejše razpoke zatesnjene in so vidni le njihovi sledovi.



Slika 3.26: Vidne razpoke s slike 3.25 detajlneje.



Slika 3.27: Slavnostna dvorana v 1. nadstropju - razpoke v območju vratne odprtine v nosilnem zidu med dvorano in Dantejevo sejno sobo.



Slika 3.28: Dantejeva sejna soba v 1. nadstropju - razpoke v nosilnem zidu med tem prostorom in Slavnostno dvorano, razpoke tudi na stiku s stropom.



Slika 3.29 (levo): Dantejeva sejna soba v 1. nadstropju - razpoke v nosilnem zidu med to sobo in Manjšim salonom, v območju vratne odprtine in na stikih.



Slika 3.30: Manjši salon v 1. nadstropju - razpoke v območju nadokenskega slopa in stika severnega zidu s stropom.



Sliki 3.31 in 3.32: Manjši salon v 1. nadstropju - razpoke v nosilnem zidu med tem prostorom in Dantejevo sejno sobo.

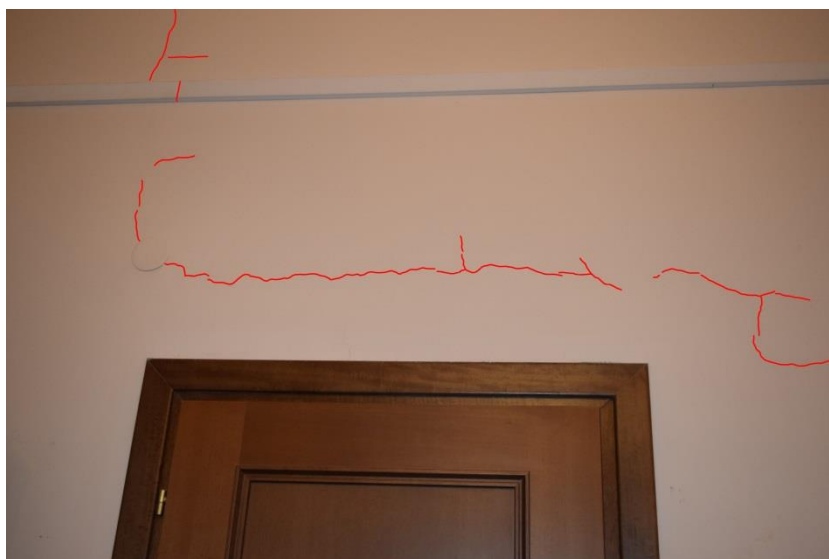
Slike 3.33 in 3.35: Manjši salon v 1. nadstropju:



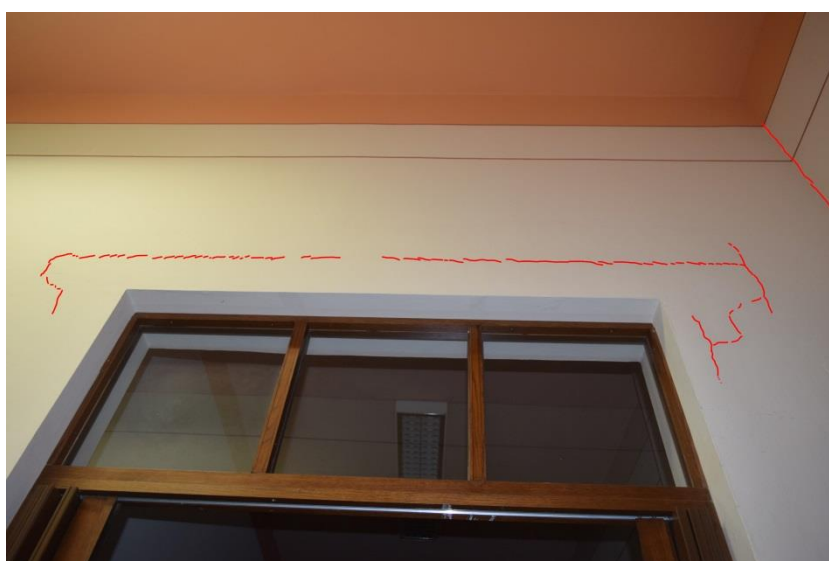
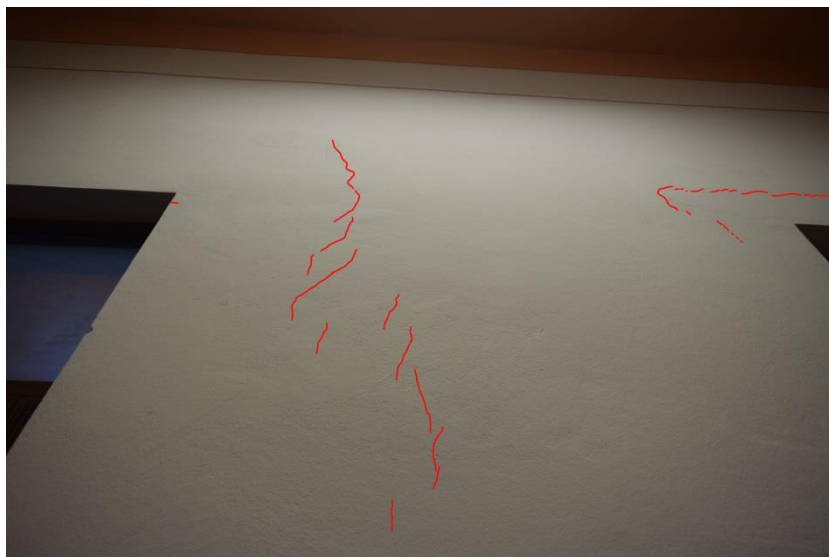
Slika 3.33: Razpoke v vzhodnem zidu, nad zidno nišo, in razpoke v stropnem ometu.



Slika 3.34: Razpoke v stropnem ometu.



Slika 3.35: Vodoravna razpoka v nadvratni prekladi oziroma na stiku med preklado in zidom.



Slike 3.36 in 3.38: Hodnik 2 v 1. nadstropju - razpoke v nosilnem zidu in prekladnih delih zidu med Hodnikom 2 ter Pisarno 1 in Pisarno 2.

Slike 3.39 do 3.43: Avla v pritličju:



Slika 3.39: Razpoke na robu nadokenskega slopa v južnem zidu, ob notranjem zidu.



Slika 3.40: Razpoke v nadokenskem slopu v južnem zidu, ob zahodnem zidu. Na vrhu je prisotna tudi navpična razpoka na stiku južnega in zahodnega zidu. Spodnji del južnega in zahodnega zidu pa sta prekomerno navlažena.



Slika 3.41: Na površini parapeta pod oknom in slopa med oknom in vrati v južnem zidu so prav tako vidne posledice prekomerne navlaženosti.



Slika 3.42: V nadokenskem slopu v severnem zidu vidna le zelo tanka razpoka, nekoliko širša pa poteka ob robu parapetnega dela zidu.



Slika 3.43: Levi steber kamnitega portala na prehodu iz avle v stopnišče je v zgornjem delu, pod kapitelom, delno porušen.



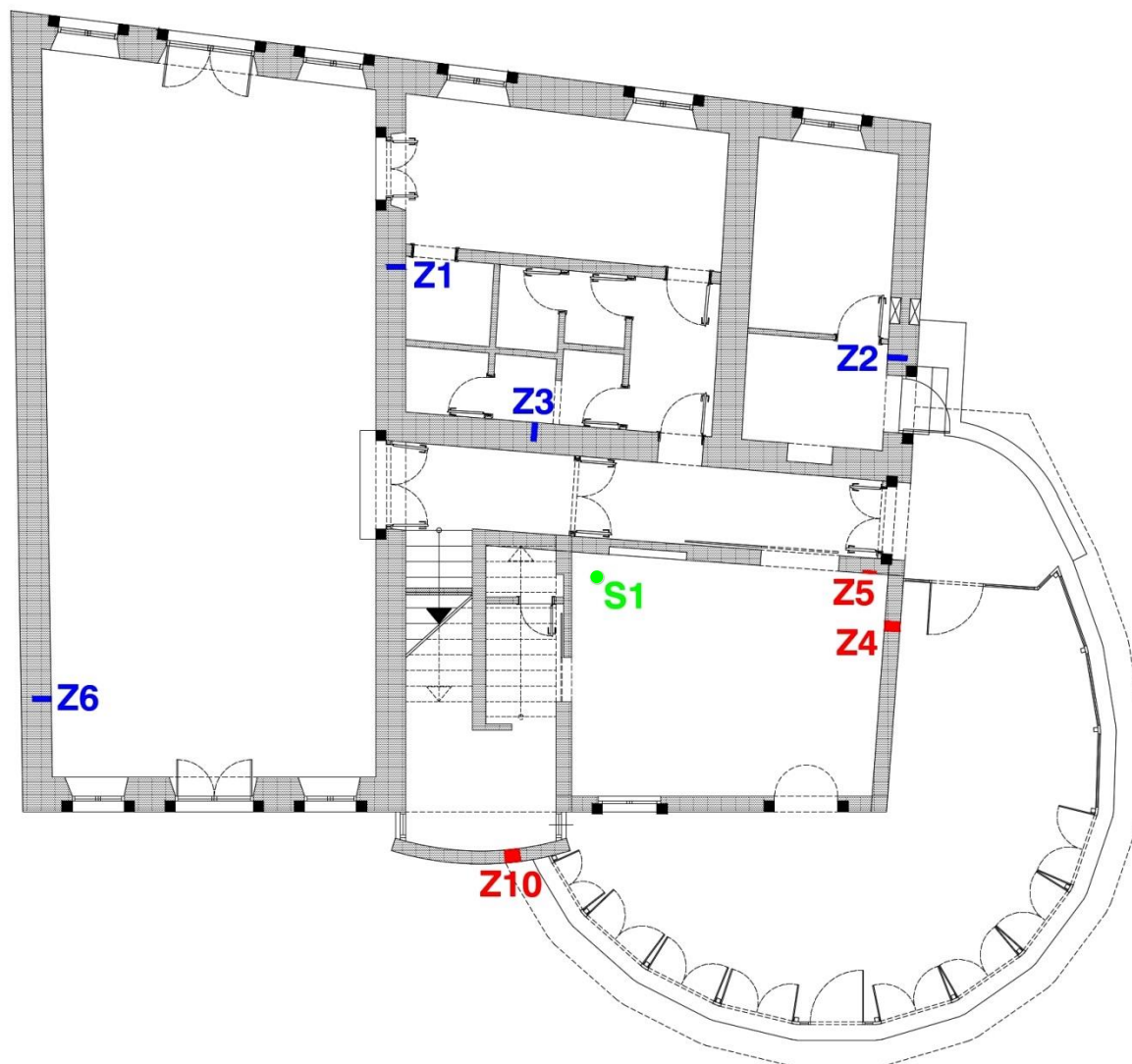
Slika 3.44: Pritličje, Klet - posledice prekomerne navlaženosti v notranjem kletnem zidu med Kletjo in Garderobo.

4. Detajlni pregled in preiskave masivnih delov konstrukcije

4.1 Nosilni zidovi

4.1.1 Detajlni pregled s sondiranjem

Detajlni pregled nosilnega zidovja smo izvedli na desetih mestih (označenih od Z1 do Z10). Na vseh preglednih mestih smo odstranili omet, da smo ugotovili, ali gre za starejše kamnito oziroma mešano zidovje, ali za novejšo opečno zidovje. Situacije preglednih mest so prikazane na slikah 4.1, 4.2 in 4.3.



Slika 4.1: Tloris pritličja - situacije preglednih mest s sondiranjem v nosilnih zidovih (mesta Z1 do Z6 in Z10; modro: kamnito oziroma mešano zidovje; rdeče: opečno zidovje) in situacija sondne vrtine v masivni stropni konstrukciji nad pritličjem (S1); vir podlage [2].

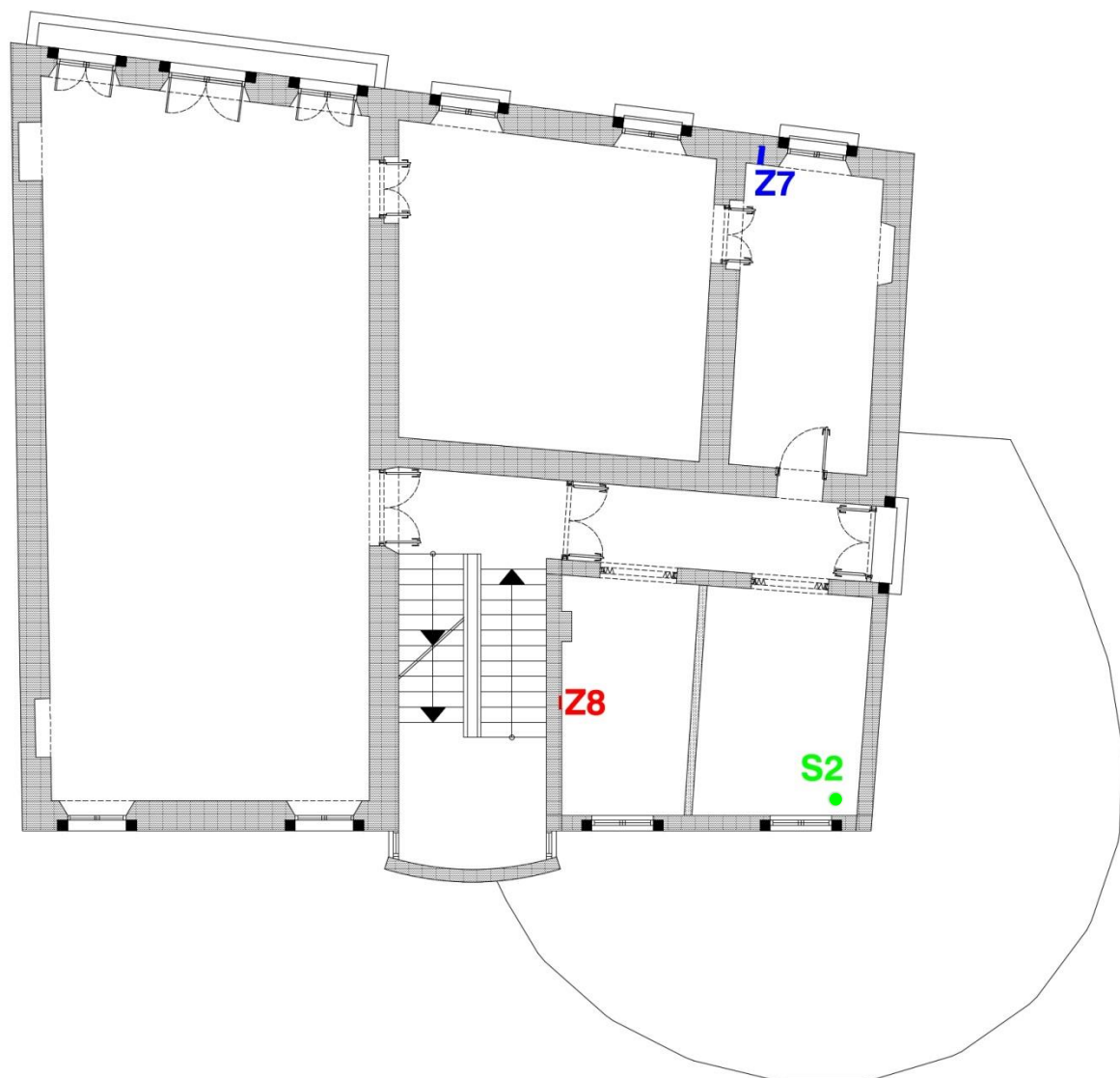
Na preglednih mestih **kamnitega oziroma mešanega nosilnega zidovja** smo izvedli kronsko vrtanje z vodnim hlajenjem. Sonde so bile premera 100 mm, njihova globina pa se je od mesta do mesta gibala med polovico debeline zidu in 2/3 debeline zidu. Po izvedbi vrtine smo iz zidovja odvzeli jedro, pregledali njegove sestavne dele in iz njega vzeli vzorce malte za laboratorijske preiskave. Strukturo zidovja smo ugotavljali s pregledom stene sondažne

vrtime. Kamnito oziroma mešano zidovje smo pregledali na šestih mestih (Z1, Z2, Z3, Z6, Z7 in Z9).

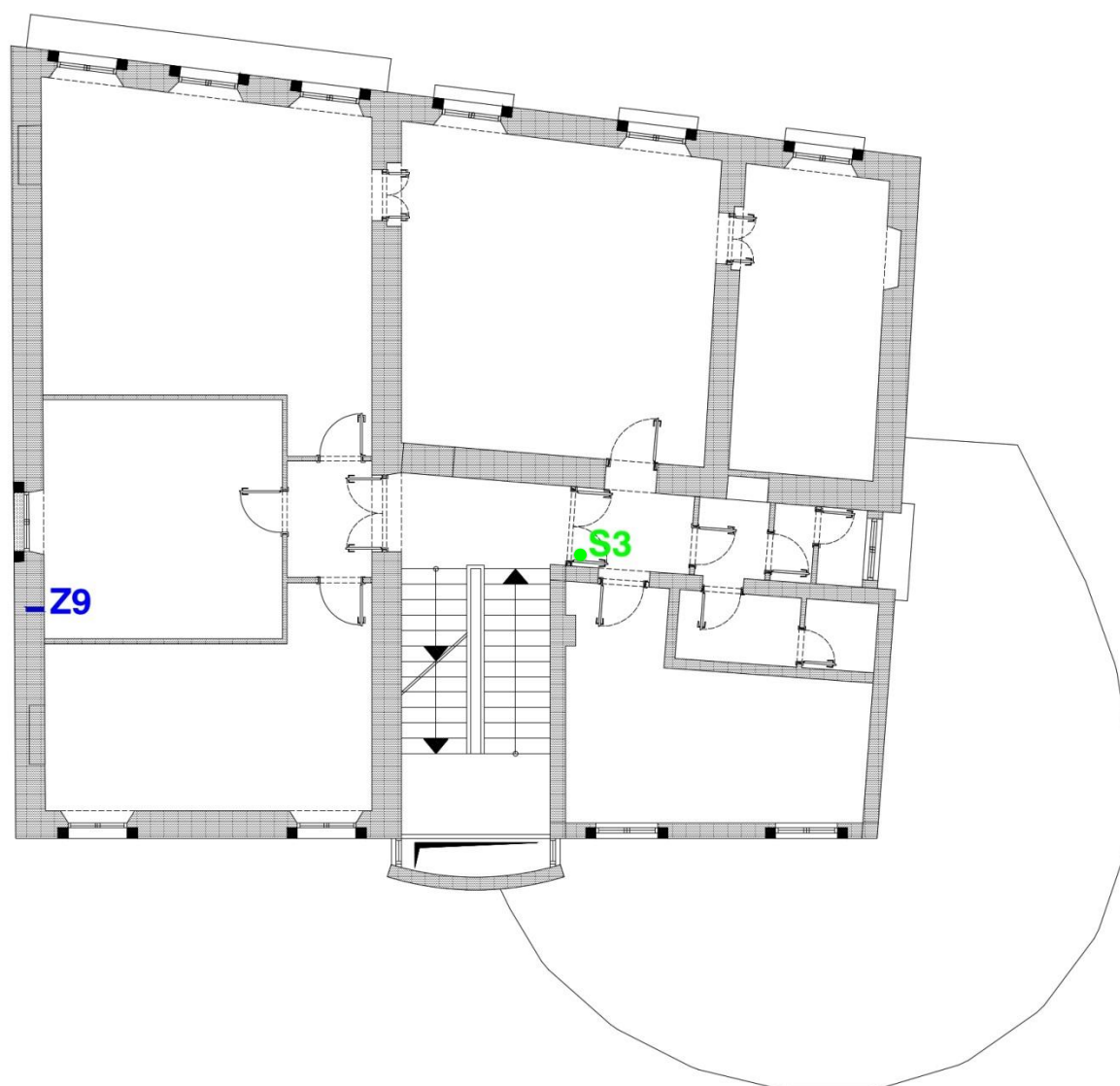
Na preglednih mestih **opečnega zidovja** smo na posameznem mestu najprej pregledali strukturo zidovja in ugotavljali vrsto zidakov. Izmerili smo karakteristične dimenzije (debeline spojnic in dimenzije zidakov). Opečno zidovje smo pregledali na štirih mestih (Z4, Z5, Z8 in Z10). Za preiskavo tlačne trdnosti smo na dveh mestih (Z4 in Z10) odvzeli po en zidak, na vseh mestih pa po nekaj kosov malte iz spojnic.

Na vseh mestih smo izmerili debeline ometov, ki smo jih upoštevali pri določitvi konstrukcijskih debelin ometa, t.j. debelin zidov brez ometa. Konstrukcijske debeline zidov smo upoštevali pri analizi konstrukcije.

V nadaljevanju so podane ugotovitve pregleda in izmerjene dimenzije.



Slika 4.2: Tloris 1. nadstropja - situaciji preglednih mest s sondiranjem v nosilnih zidovih (mesti Z7 in Z8; modro: kamnito oziroma mešano zidovje; rdeče: opečno zidovje) in situacija sondne vrtime v masivni stropni konstrukciji nad 1. nadstropjem (S2); vir podlage [2].



Slika 4.3: Tloris 2. nadstropja - situacija preglednega mesta s sondiranjem v nosilnih zidovih (mesto Z9 - modro: kamnito oziroma mešano zidovje) in situacija sondne vrtine v masivni stropni konstrukciji nad 2. nadstropjem (S3); vir podlage [2].

Pregledno mesto Z1 (slike 4.4 do 4.8)

- pregledno mesto se je nahajalo v pritličju, v prečnem notranjem zidu, 109 cm južno od bližnjega roba vratne odprtine v tem zidu in 216 cm nad tlakom v prostoru;
- sondažna vrtina je bila izvedena do globine 36 cm ;
- debelina ometa na preglednem mestu znaša 3 cm;
- sondna vrtina je bila izvedena preko stika med osnovnim kamnitim zidovjem (severna stran vrtine) in pozidavo iz polnih opečnih zidakov (južna stran vrtine);
- iz osnovnega dela zidovja so bili z jedrom odvzeti kosi kamna dimenzij do 19.5 cm, v sondi pa smo zaznali votlo območje, katerega globina se giblje med 4.5 cm (spodnji del sondne vrtine) in 8 cm (zgornji del sondne vrtine);
- malta v jedru se je ob vodnem izpiranju ločila od kosov kamna in opeke, spojnice na stenah vrtine pa so ostale zapolnjene z malto;
- agregat v malti je pretežno pesek, drobljenec, vezivo pa apno (vidni skupki apna);
- malto je mogoče prelomiti z roko, ne pa tudi drobiti.



Slika 4.4: Pogled na pregledno mesto Z1.



Slika 4.5: Pogled na odvzeto jedro s preglednega mesta Z1.



Slika 4.6: Pogled na zgornji del stene vrtine - vidna votlavost na zgornji strani.



Sliki 4.7 in 4.8: Pregledno mesto Z1 - pogleda na levo in desno stran stene vrtine.

Pregledno mesto Z2 (slike 4.9 do 4.13)

- pregledno mesto se je nahajalo v pritličju, v vzhodnem zunanem zidu, 18 cm od bližnjega severnega roba vratne odprtine v tem zidu 62 cm nad tlakom v prostoru;
- sondažna vrtina je bila izvedena do globine 38 cm;
- debelina ometa na preglednem mestu znaša 4 cm;
- gre za mešano strukturo zidu iz kamna in opeke, najdaljši kos kamna v odvzetem jedru je bil dolžine 22 cm in najdaljši del izvrtane opeke je bil dolžine 11 cm;
- kosi malte v odvzetem jedru so bili kompaktni in sprijeti s kosi kamna in opeke;



Slika 4.9: Pregledno mesto Z2 v kurilnici.

- na pretežnem delu stene sondne vrtine je bila vidna sorazmerno polna struktura zidovja, spojnice so bile polno zapolnjene z malto, špranj ni bilo opaziti;
- agregat v malti je pretežno pesek, drobljenec, vezivo pa apno (vidni skupki apna);
- malto je mogoče prelomiti z roko, ne pa tudi drobiti.



Slika 4.10: Pogled na zgornji del stene vrtine Z2.



Sliki 4.11 in 4.12: Pogleda na levo ter desno stran stene vrtine Z2.



Slika 4.13: Pregledno mesto Z2 - pogled na odvzeto jedro.

Pregledno mesto Z3 (slike 4.14 do 4.17)

- pregledno mesto se je nahajalo v pritličju, v notranjem vzdolžnem zidu, 239 cm od bližnjega roba vratne odprtine v tem zidu in 215 cm nad tlakom v prostoru;
- sondažna vrtina je bila izvedena do globine 36 cm;
- debelina ometa na preglednem mestu znaša 3 cm;
- na spodnjem delu vrtine si po globini sledijo kos kamna dolžine do 30 cm, 4 cm debel sloj malte in pozidava iz opečnih votlakov na dnu vrtine;
- na zgornjem delu vrtine si sledijo kos kamna dolžine 11 cm, 13 cm dolgo območje votlavosti in pozidava iz opečnih votlakov na dnu vrtine;
- na steni vrtine so spojnice med kamni zapolnjene z malto;
- agregat v malti je pretežno mivka;
- v odvzetem jedru je malta razpadla in ni bila sprijeta s kosi kamna;
- prostornina izvrtanega jedra je zaradi praznine med kamnitim zidom in pozidavo na delu preseka vrtine bistveno manjša od prostornine vrtine.



Slika 4.14: Pogled na zgornjo stran stene vrtine Z3.



Sliki 4.15 in 4.16: Pogleda na levo ter desno stran stene vrtine Z3.



Slika 4.17: Pregledno mesto Z3 - pogled na odvzeto jedro.

Pregledno mesto Z4 (sliki 4.18 in 4.34)

- pregledno mesto se je nahajalo v pritličju, v JV dozidku iz l. 1969, v vzhodnem zunanjem zidu, 89 cm južno od bližnjega notranjega vzdolžnega zidu in 22 cm nad tlakom v prostoru;
- debelina ometa na notranji strani zidu znaša 5 cm, debelina ometa na zunanji strani zidu pa 2.5 cm;
- zidovje je grajeno iz opečnih votlakov sledečih dimenzij: dolžina (dimenzija zidaka vzdolž zidu) / širina (dimenzija zidaka pravokotno na smer zidu) / višina = 19 / 30 / 14 cm;

- debelina izmerjenih vodoravnih spojníc se giblje med 8 in 15 mm;
- debelina izmerjenih navpičnih spojníc se giblje med 18 in 20 mm;
- agregat v malti je pesek, drobljenec;
- iz zidovja je bil za laboratorijske preiskave odvzet en vzorec votlega opečnega zidaka.



Slika 4.18: Pogled na mesto Z4 po odstranitvi opečnega zidaka.

Pregledno mesto Z5 (slika 4.19)

- pregledno mesto se je nahajalo v pritličju, v notranjem vzdolžnem zidu iz l. 1969, 51 cm od bližnjega roba odprtine v tem zidu in 68 cm nad tlakom v prostoru;
- debelina ometa znaša 5 cm;
- zidovje je grajeno iz opečnih votlakov;
- debelina izmerjene vodoravne spojnice znaša 13 mm;
- debelina izmerjene navpične spojnice znaša 10 mm;
- agregat v malti je pesek, drobljenec.



Slika 4.19: Detajlni pogled na pregledno mesto Z5 po odstranitvi ometa in vzorca malte iz spojnice.

Pregledno mesto Z6 (slike 4.20 do 4.23)

- pregledno mesto se je nahajalo v pritličju, v zahodnem zunanjem zidu, 151 cm severno od JZ vogala avle - stika zahodnega z južnim zunanjim zidom, ter 140 cm nad tlakom v avli;
- zahodni zid je na tem območju v celoti grajen iz kamna in je na notranji strani obložen s 4 cm debelo oblogo, zidano iz opečnih votlakov;
- debelina ometa nad opečno oblogo na preglednem mestu znaša 2 cm;
- sondažna vrtina je bila izvedena v kamnitem zidovju do globine 36 cm;



Slike 4.20 do 4.22: Pogled na zgornjo stran vrtine stene Z6 (slika 4.20), kjer je mogoče videti začetek votlavega območja v notranjosti vrtine, ter pogleda na levo in desno stran vrtine Z6 (sliki 4.21 in 4.22).

- na južni (levi) strani vrtine je kamnita struktura polna do globine 12 cm, naslednjih 30 cm sledi votlavo območje, ki sega 19 cm v smeri pravokotno na steno vrtine;

- na severni (desni) strani vrtine ima zidovje polno kamnito strukturo po celotni globini;
- v odvzetem jedru je bila malta v razpadlem stanju in ni bila oprijeta na kose kamna;
- agregat v malti je pretežno mivka, vezivo pa apno (vidni skupki apna);
- malto je mogoče prelomiti z roko, ne pa tudi drobiti;
- prostornina odvzetega jedra je zaradi votlavosti zidovja bistveno manjša od prostornine vrtine.



Slika 4.23: Pregledno mesto Z6 – pogled na odvzeto jedro.

Pregledno mesto Z7 (slike 4.24 do 4.27)

- pregledno mesto se je nahajalo v prvem nadstropju, v severnem zunanjem zidu, 28 cm vzhodno od SZ vogala prostora - stika severnega zunanjega z notranjim prečnim zidom, in 125 cm nad tlakom v prostoru;
- debelina ometa na preglednem mestu znaša 4.5 cm;
- zidovje na tem mestu je v celoti grajeno iz kamna;



Slika 4.24: Pogled na zgornjo stran vrtine Z7.



Sliki 4.25 in 4.26: Pogleda na levo ter desno stran vrtine stene Z7.



Slika 4.27: Pregledno mesto Z7 - pogled na odvzeto jedro.

- sondažna vrtina je bila izvedena do globine 36 cm;
- struktura zidovja je polna, brez vidnih območij votlavosti, spojnice med kamni so dobro zapolnjene z malto, le manjša špranja je bila zaznana na vzhodni (desni) strani vrtine;
- v odvzetem jedru je bila malta deloma oprijeta površin kosov kamna;
- agregat v malti je pretežno mivka, vezivo pa apno (vidni skupki apna);
- malto je mogoče z roko prelomiti, ne pa tudi drobiti.

Pregledno mesto Z8 (slika 4.28)

- pregledno mesto se je nahajalo v prvem nadstropju, v notranjem prečnem zidu iz l. 1969, 208 cm severno od JZ vogala prostora - stika notranjega z južnim zunanjim zidom, 127 cm nad tlakom v prostoru;
- debelina ometa znaša 3 cm;
- zidovje je grajeno iz opečnih votlakov;
- debelina izmerjenih vodoravnih spojníc se giblje med 15 in 18 mm;
- debelina izmerjene navpične spojnice znaša 25 mm;
- agregat v malti je pesek, drobljenec.



Slika 4.28: Pogled na pregledno mesto Z8.

Pregledno mesto Z9 (slike 4.29 do 4.32)

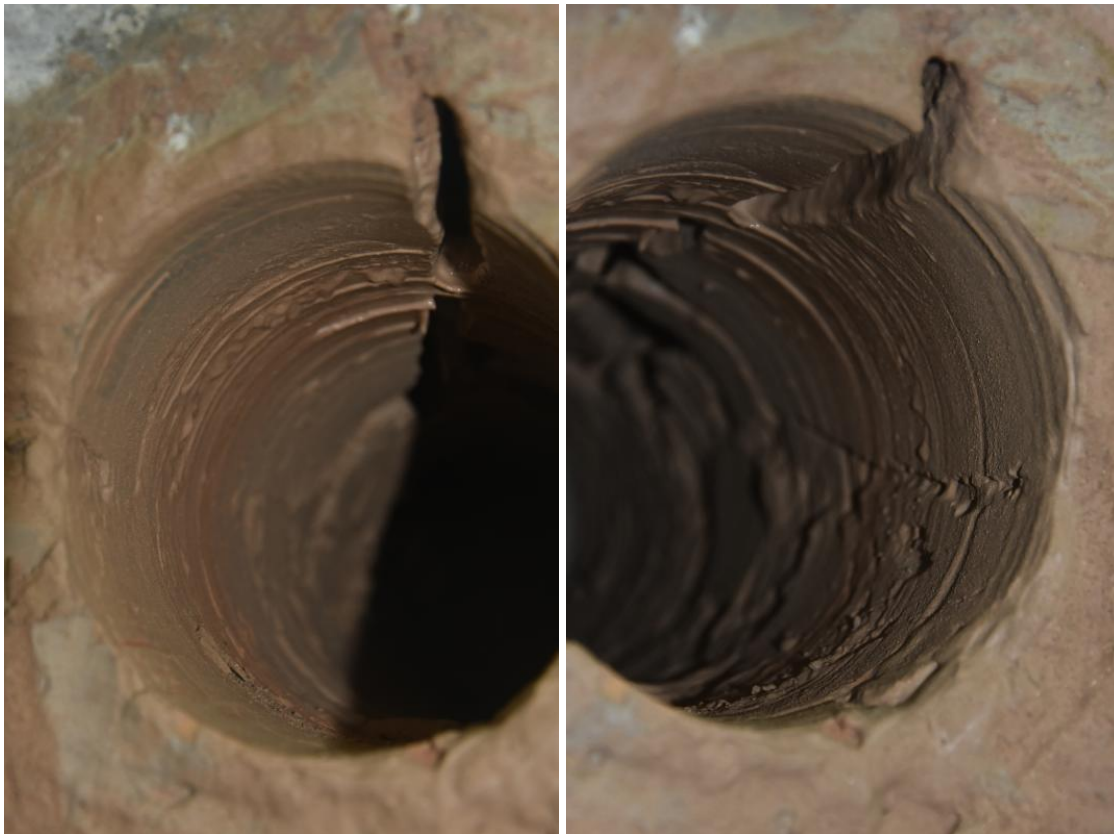
- pregledno mesto se je nahajalo v drugem nadstropju, v zahodnem zunanjem zidu, 107 cm južno od bližnjega roba okenske odprtine v tem zidu in 117 cm nad tlakom v prostoru;
- debelina ometa na preglednem mestu je znašala 1.5 cm;



Slika 4.29: Pogled na zgornjo stran vrtnice Z9.

- zidovje je na tem območju grajeno mešano iz kamna in kosov opeke;

- sondažna vrtina je bila izvedena do globine 36 cm;
- v zgornjem delu vrtine poteka špranja širine 9 mm in globine 20 mm;
- v odvzetem jedru malta ni bila oprijeta na kose kamna in opeke;
- agregat v malti je pretežno mivka, vezivo pa apno (vidni skupki apna);
- malto je mogoče prelomiti z roko, ne pa tudi drobiti.



Sliki 4.30 in 4.31: Pogleda na levo ter desno stran vrtine stene Z9.



Slika 4.32: Pregledno mesto Z9 - pogled na odvzeto jedro

Pregledno mesto Z10 (slike 4.33, 4.35 in 4.36)

- pregledno mesto se je nahajalo v novejši stopniščni steni iz l. 1992, v pritličju oziroma pod vmesnim podestom med pritličjem in prvim nadstropjem, 220 cm vzhodno od zahodnega roba stene in 61 cm nad zunanjim tlakom ob steni;
- stopniščna stena naj bi bila po projektu iz l. 1991 [1] grajena iz armiranega betona, dejansko pa je bila sezidana iz opečnih votlakov; do prvega vmesnega podesta med pritličjem in prvim nadstropjem je debela 33 cm, nad tem podestom pa 22 cm (skupaj z ometom);
- zidovje je na preglednem mestu grajeno iz opečnih votlakov sledečih dimenzij: dolžina (dimenzija zidaka vzdolž zidu) / širina (dimenzija zidaka pravokotno na smer zidu) / višina = 19 / 29 / 19 cm;
- na preglednem mestu znaša debelina ometa na zunanji in na notranji strani - na vsaki strani 2 cm;
- debelina izmerjenih vodoravnih spojníc znaša 10 mm;
- debelina izmerjenih navpičnih spojníc se giblje med 12 mm in 18 mm;
- agregat v malti je pesek, drobljenec;
- iz zidovja smo odvzeli dva vzorca votlega opečnega zidaka: prvi vzorec se je pri odvzemu na eni strani poškodoval, na drugi strani pa prelomil, zato je bil za preiskavo neprimeren;
- drugi - preiskani vzorec votlega opečnega zidaka pa je bil na eni krajši stranici oslabljen že ob vgradnji (slika 4.36).



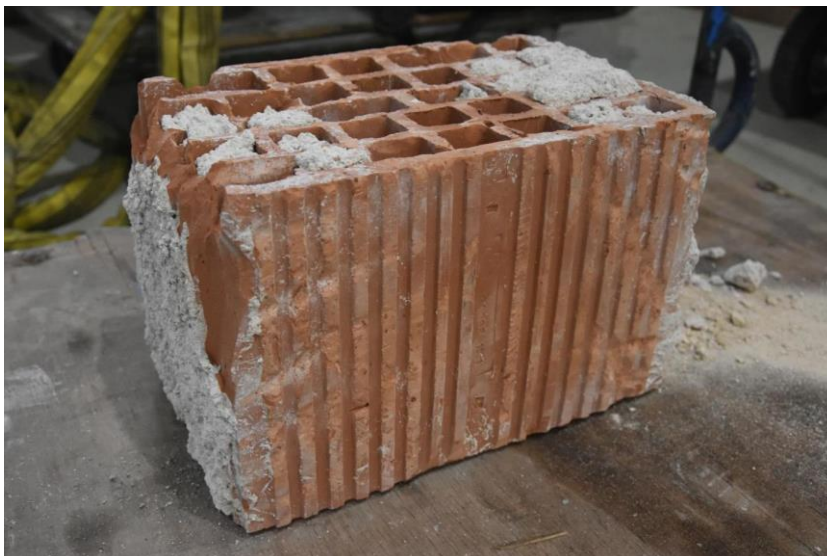
Slika 4.33: Detajlni pogled na mesto Z10 po odstranitvi opečnega votlaka.

4.1.2 Laboratorijske preiskave odvzetih vzorcev gradiv

Vzorca votlih opečnih zidakov s preglednih mest Z4 in Z10 (slike 4.34 do 4.36) sta bila preiskana v Laboratoriju za cemente, malte in keramiko ZAG, kjer so izmerili dimenzije in opravili tlačne preskuse (poročilo se nahaja v prilogi A1). Dobljeni vrednosti sta podani v preglednici 4.1.



Slika 4.34: Vzorec votlega opečnega zidak, odvzet iz zidu iz l. 1969 na mestu Z4.



Sliki 4.35 in 4.36: Drugi vzorec votlega opečnega zidak, odvzet iz zidu iz l. 1992 na mestu Z10. S slike 4.35 je razvidno, da je bil ta zidak na krajši stranici (na sliki levo), oslabljen že ob vgradnji, saj je na oslABLJENO zunanjo steno zidak oprijet zunanji omet. Na sliki 4.36 je pogled na neoslABLJENO krajšo stranico, na katero je oprijet večji del notranjega ometa.

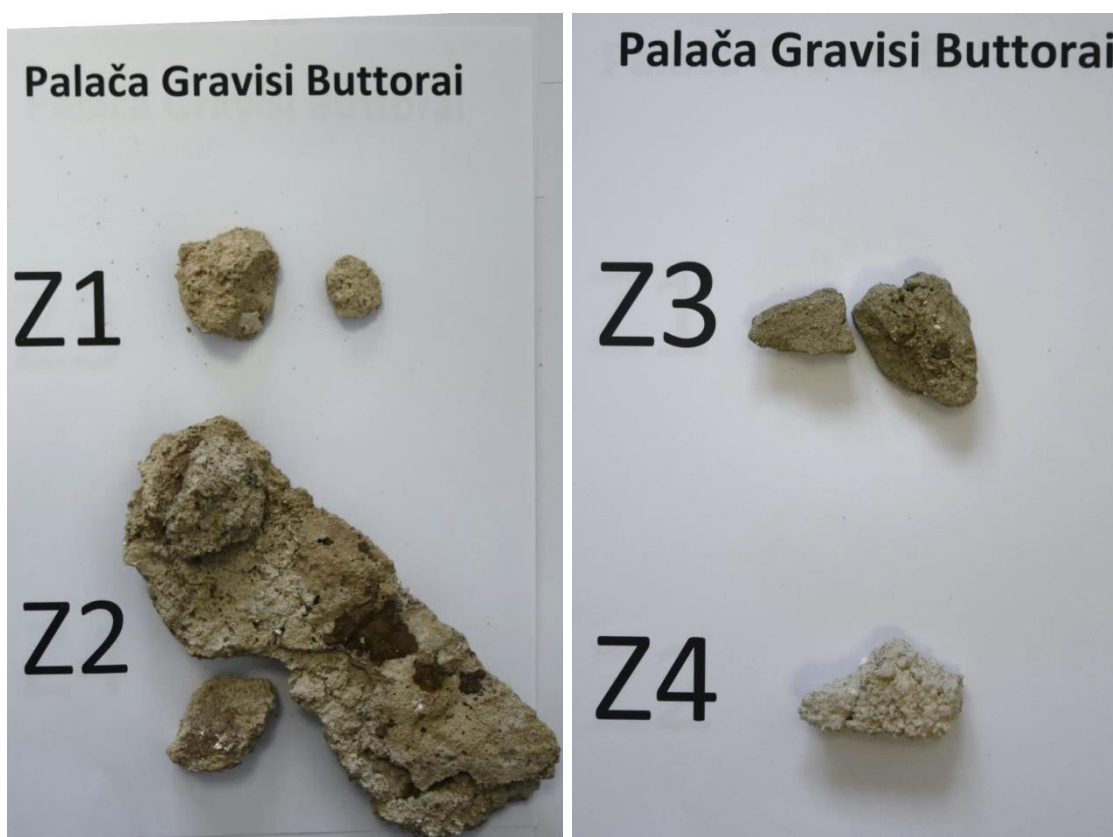
Preglednica 4.1: S preiskavami ugotovljena tlačna trdnost vzorcev opečnih zidakov.

Pregledno mesto	Tlačna trdnost (MPa)
Z4	17.5
Z10	7.7

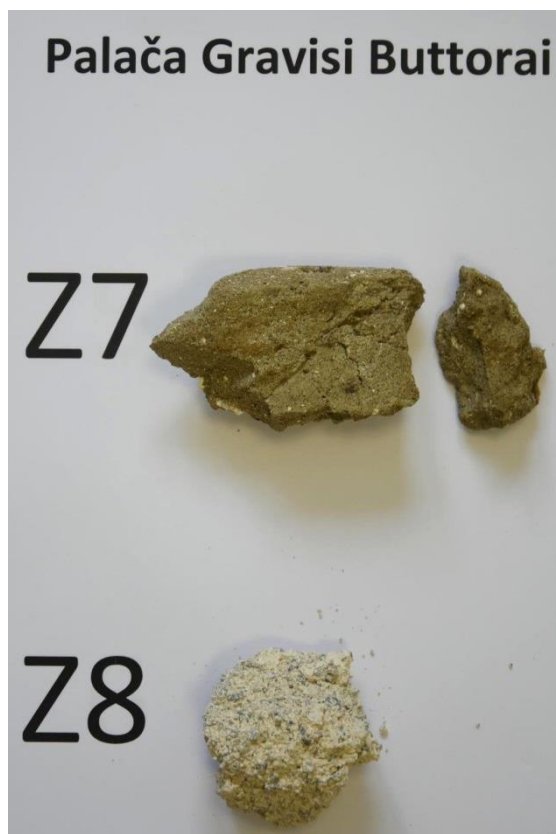
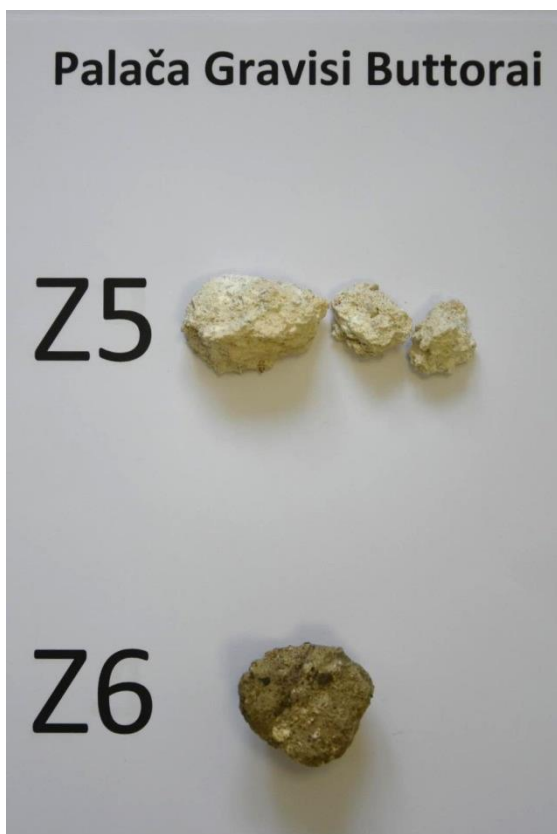
Vrednosti tlačne trdnosti obeh zidakov sta različni, saj gre za dva geometrijsko različna zidaka iz dveh različno starih nosilnih zidov. Razlika v trdnosti se je nakazovala že med pripravo vzorcev, t.j. med brušenjem naležnih površin. K sorazmerno nizki trdnosti zidaka z mesta Z10 pa so po našem mnenju prispevale tudi vidne poškodbe notranjih sten zidaka in oslabitev ene od zunanjih sten.

Veljavni Nacionalni dodatek k SIST EN 1998-1:2005 [5] predpisuje, da tlačna trdnost opečnih zidakov, ki se uporabljajo za gradnjo nosilnih zidov, ne sme biti manjša od 10 MPa. Tlačna trdnost opečnega zidaka z mesta Z4 to vrednost presega, medtem ko je tlačna trdnost opečnega zidaka z mesta Z10 ne dosega.

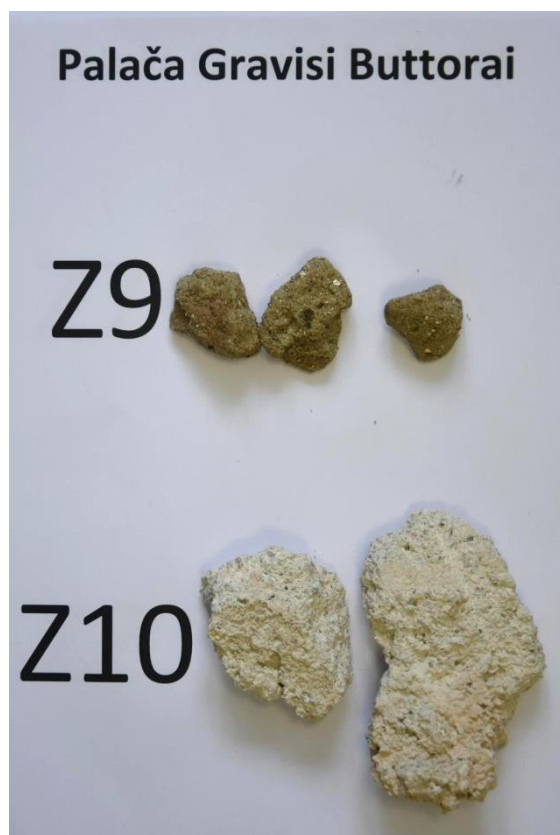
Kompaktni vzorci malte nestandardnih oblik in velikosti so bili izdelani iz kosov malte, odvzetih na preglednih mestih (slike 4.37 do 4.41). Pripravili so jih v Laboratoriju za cemente, malte in keramiko ZAG (slika 4.42) in na njih opravili tlačne preskuse. Poročilo se nahaja v prilogi A2, dobljene vrednosti tlačne trdnosti vzorcev s posameznih mest pa so zbrane v preglednici 4.2.



Sliki 4.37 in 4.38: Kosi malte s preglednih mest Z1 do Z4.



Sliki 4.39 in 4.40: Kosi malte s preglednih mest Z5 do Z8.



Slika 4.41: Kosi malte s preglednih mest Z9 in Z10.



Slika 4.42: Vzorci, izdelani iz kosov malte s preglednega mesta Z3 in pripravljeni za tlačni preskus.

Preglednica 4.2: S preiskavami ocenjena tlačna trdnost vzorcev malte.

Vrsta zidovja	Etaža	Pregledno mesto	Tlačna trdnost (MPa)	Povprečna tlačna trdnost (MPa)	Povprečna tlačna trdnost (MPa)
kamnito	pritličje	Z1	8.9	8.2	5.4
			7.4		
		Z2	4.5	5.5	
			6.4		
		Z3	4.5	3.4	
			3.2		
			2.4		
		Z6	4.5	4.5	
	prvo nadstropje	Z7	3.2	2.5	2.5
			1.9		
			2.4		
	drugo nadstropje	Z9	2.9	2.6	2.6
			2.4		
opečno iz l. 1969	pritličje	Z4	6.3	5.9	5.0
			4.4		
			6.9		
		Z5	4.5	4.1	
			3.6		
	prvo nadstropje	Z8	4.5	4.4	4.4
			4.2		
	opečno iz l. 1992	pritličje	Z10	13.5	11.9
14.9					
7.4					

4.1.3 Ocena mehanskih lastnosti zidovja

Mehanske lastnosti nosilnega zidovja, smo ocenili, ločeno za vse tri ugotovljene tipe zidovja, na podlagi analize rezultatov opravljenih preiskav vzorcev malte in vzorcev votlih opečnih zidakov ter na podlagi in-situ in laboratorijskih preiskav zidov, zgrajenih iz materialov podobnih kvalitete, ki smo jih do sedaj izvršili na Zavodu za gradbeništvo Slovenije [9].

Pri oceni mehanskih lastnosti zidovja smo upoštevali tudi obstoječe standarde [5] in starejše pravilnike [7, 8]. Vse ocenjene vrednosti so podane v preglednici 4.3.

Preglednica 4.3: Ocenjene mehanske lastnosti obstoječega nosilnega zidovja.

Lastnost zidovja	Vrsta zidovja			
	Kamnito oziroma mešano zidovje (starejša osnova stavbe)		Opečno zidovje	
	Pritličje	1. in 2. nadstropje	Zidovi JV dozidka iz l. 1969	Stopniščna stena iz l. 1992
karacteristična tlačna trdnost f_k	1.0 MPa	1.0 MPa	4.0 MPa	3.0 MPa
karacteristična natezna trdnost f_{tk}	0.15 MPa	0.10 MPa	0.18 MPa	0.15 MPa
elastični modul E	2700 MPa	2700 MPa	4000 MPa	3000 MPa
strižni modul G	200 MPa	140 MPa	400 MPa	300 MPa
faktor duktilnosti d	1.5	1.5	1.5	1.5
specifična teža γ	22 kN/m ³	22 kN/m ³	14.5 kN/m ³	14.5 kN/m ³

4.2 Masivne medetažne konstrukcije v JV dozidku

Sondiranje je pokazalo, da so medetažne konstrukcije v JV dozidku a.b. plošče. Sondiranje medetažnih konstrukcij smo izvedli z zgornje strani, na treh mestih v celotnem dozidku:

- stropno konstrukcijo nad pritličjem smo sondirali v 1. nadstropju (pregledno mesto S1, njegova situacija je prikazana na sliki 4.1),
- stropno konstrukcijo nad 1. nadstropjem smo sondirali v 2. nadstropju (S2 na sliki 4.2), in
- stropno konstrukcijo nad 2. nadstropjem smo sondirali v mansardi (S3 na sliki 4.3).

Na posameznem mestu smo najprej z vrtalnikom naredili tanjšo vrtino preko vseh slojev tlaka, a.b. plošče in sloja ometa in tako izmerili skupno debelino vseh navedenih slojev. V drugi fazi smo izvedli kronsko vrtanje, ki smo ga zaključili 8 - 13 cm globoko v a.b. plošči. S pregledom in izmerami odvzetega jedra smo ugotavljali sestavo in debeline vseh slojev tlaka. Za kronsko vrtanje smo uporabili kroni premera 70 mm (na preglednem mestu S1) oziroma 50 mm (na preglednih mestih S2 in S3).

V tretji fazi pa smo na mestih S2 in S3 s spodnje strani (na stropu nad 1. oziroma 2. nadstropjem) z neporušno metodo (skeniranje s Ferroskan proizvajalca Hilti) ocenili raster palic spodnje armature v a.b. plošči. Pri a.b. plošči nad pritličjem to ni bilo mogoče zaradi spuščene stropa.

V nadaljevanju so podane točnejše situacije preglednih mest in ugotovljene sestave in dimenzije, pogledi na pregledna mesta so prikazani na slikah 4.43 do 4.45, pogled na odvzeta jedra pa na sliki 4.46.

Pregledno mesto S1 (slika 4.43)

- vrtina iz 1. nadstropja navzdol se je nahajala 49.5 cm od notranjega zidu med prostorom in stopniščem ter 44.5 cm od notranjega zidu med prostorom in hodnikom (slika 4.1);



Slika 4.43: Pogled na sondažno vrtino na mestu S1.

- skupna debelina a.b. plošče in vseh slojev tlaka znaša 30 cm, debeline posameznih slojev pa znašajo:
 - parket 3 cm;
 - novejši estrih 7.5 cm;
 - starejši estrih 4 cm;
 - a.b. plošča 15.5 cm (2 cm + 13.5 cm).

Pregledno mesto S2 (slika 4.44)

- vrtina iz 2. nadstropja navzdol se je nahajala 32 cm od južnega zunanega zidu in 43 cm od vzhodnega zunanega zidu (slika 4.2);
- skupna debelina a.b. plošče in obeh slojev estriha znaša 27 cm, debeline posameznih slojev pa znašajo:
 - parket 2 cm;
 - novejši estrih 7.0 cm;
 - starejši estrih 3.5 cm;
 - a.b. plošča 16.5 cm;
- vrtina z vrtalnikom je po naključju potekala neposredno ob armaturni palici na spodnjem delu a.b. plošče, zato smo lahko s spodnje strani izmerili njen položaj in premer; gre za rebrasto armaturno palico $\phi 12.06$ mm, ki je položena v smeri sever-jug, debelina krovne plasti betona pod palico pa znaša 3.2 cm;
- raster palic spodnje armature v a.b. plošči je sledeč:
 - 4 armaturne palice v smeri sever-jug so na medsebojnih razdaljah 15 / 20 / 15 cm;

- 5 armaturnih palic v smeri vzhod-zahod je na medsebojnih razdaljah 15 / 20 / 10 / 15 cm.



Slika 4.44: Pogled na sondažno vrtino na mestu S2.

Pregledno mesto S3 (slika 4.45)

- vrtina iz mansarde navzdol se je nahajala 28.5 cm od notranjega zidu med prostorom in stopniščem ter 133 cm od notranjega zidu med JV dozidkom in starejšim delom stavbe (slika 4.3);
- skupna debelina a.b. plošče in sloja estriha znaša 23 cm, debeline posameznih slojev pa znašajo:
 - laminat 3 mm;
 - novejši estrih 6.5 cm;
 - a.b. plošča 16.5 cm;
- raster palic spodnje armature v a.b. plošči je sledeč:
 - 5 armaturnih palic v smeri sever-jug je na medsebojnih razdaljah 10 / 17 / 15 / 25 cm;
 - 4 armaturne palice v smeri vzhod-zahod so na medsebojnih razdaljah 25 / 15 / 18 cm.



Slika 4.45: Pogled na sondažno vrtino na mestu S3.



Slika 4.46: Iz sondažnih vrtin v masivnih medetažnih konstrukcijah odvzeta jedra.

Ocena specifične teže estriha

Iz sondažnih vrtin odvzete kose starejšega in novejšega estriha (slika 4.46) smo stehtali in izmerili in na tej osnovi ocenili vrednosti specifične teže:

Preglednica 4.4: Ocena vrednosti specifične teže estrihov (kN/m^3).

	Mesto S1	Mesto S2
novejši estrih	7.21	7.52
starejši estrih	19.03	20.42

4.3 Zidne vezi

4.3.1 Starejša osnova stavbe

V starejši osnovi stavbe bi lahko pričakovali originalne vodoravne vezi iz ploščatega železa, ki so običajne za stavbe te starosti in to vrsto zidane konstrukcije, oziroma eventuelno dodane zaključne a.b. vezi na vrhu nosilnih zidov, ki bi lahko bile vgrajene ob prenovi l. 1992.

Preverjanje **prisotnosti originalnih vodoravnih vezi** iz ploščatega železa smo opravili **na mestu ZV1**, kjer se na južnem pročelju nahaja ključ (slika 4.47), s katerim naj bi bila domnevna vez sidrana na južno pročelje, domnevna vez pa naj bi potekala od južnega do severnega pročelja, približno v višini stropne konstrukcije nad vhodno avlo.

Z izmerami na južnem pročelju in v slavnostni dvorani v 1. nadstropju smo ocenili, da se ključ nahaja:

- približno 10 cm od notranje površine zahodnega zunanjšega zidu in
- približno 9.5 cm pod zgornjim robom parketa v dvorani.

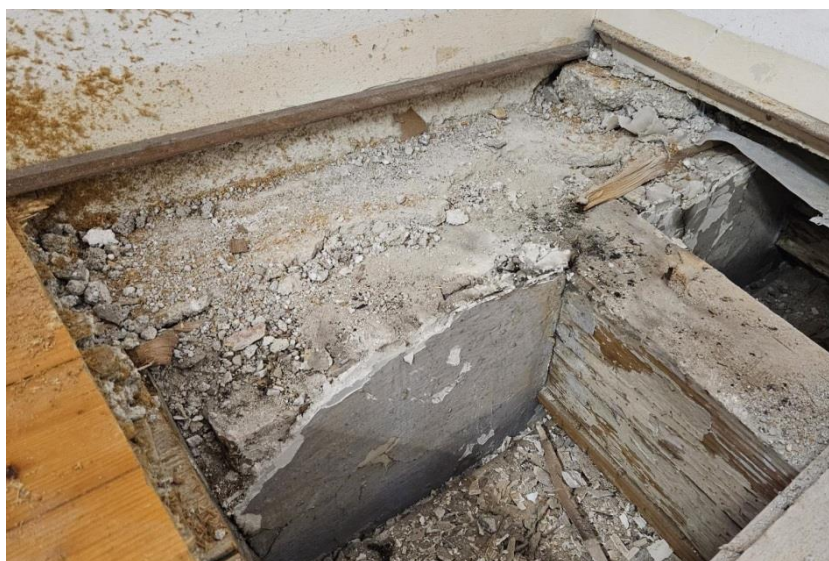
Iz navedenega bi morala vez potekati v območju slavnostne dvorane, ob zahodnem zunanjem zidu in tik nad deskami nad stropniki nad vhodno avlo, torej v območju estriha. Ta vez bi morala biti torej odkrita ob sondiranju na preglednem mestu LS1 lesene stropne konstrukcije nad pritličjem (poročilo ZAG 1043/23-640-1 v prilogi D). Tam pa smo ugotovili, da te vezi ni. Celo več - na notranji površini južnega zunanjšega zidu, točno na mestu, kjer je

na zunanji površini prisoten ključ, smo zaznali odprtino, ki je **najverjetneje vstopna odprtina prvotne zidne vezi**, ki je bila v eni od preteklih prenov odrezana (slika 4.48).



Sliki 4.47 in 4.48: Ključ prvotne vezi na južnem pročelju in mesto vstopne odprtine prvotne vezi tik ob zidu in tik nad deskami lesene stropne konstrukcije nad vhodno avlo (obkroženo z rumeno).

Preverjanje **prisotnosti a.b. vezi na vrhu originalnega kamnitega zidovja** pa smo opravili v zahodnem zunanjem zidu v mansardi (slika 4.49), v višini lesene stropne konstrukcije nad 2. nadstropjem **ob preglednem mestu LS5** (poročilo ZAG 1043/23-640-1 v prilogi D). Ugotovili smo, da zid nima zaključne - vodoravne zidne vezi.



Slika 4.49: Kamniti zahodni zunanji zid se zaključuje v območju stropne konstrukcije nad 2. nadstropjem in na vrhu ni zaključne - vodoravne vezi.

4.3.2 JV dozidek

Eventuelno prisotnost zidnih vezi v JV dozidku smo ugotavljali z neporušno metodo (skeniranje s Ferroskan proizvajalca Hilti). Na sliki 4.47 so prikazana mesta, na katerih smo to preverjanje opravili.

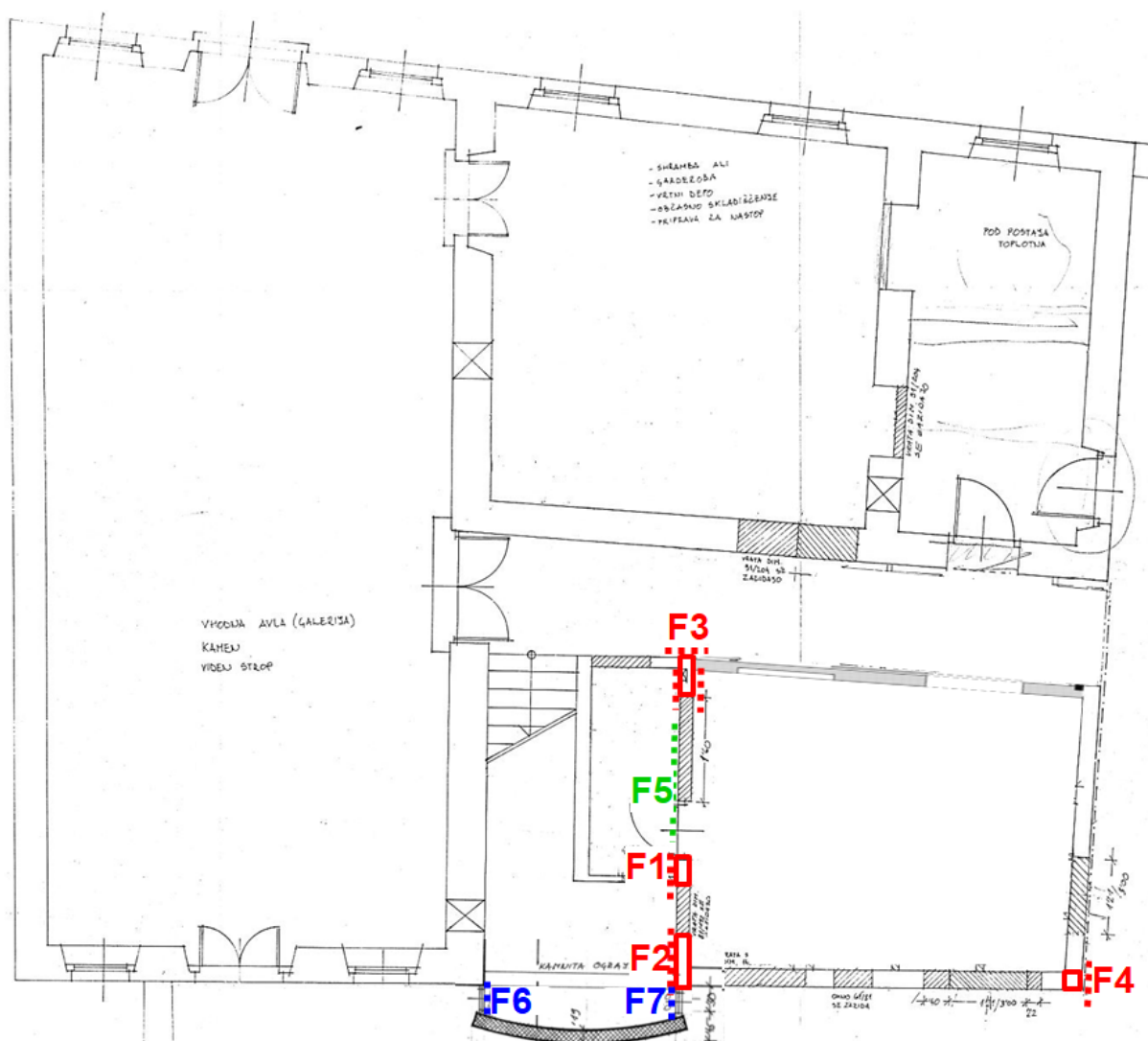
Na območju F1 smo preverjali morebitno prisotnost navpične armature oziroma možnosti, da gre tu pravzaprav za a.b. steber. Ta odsek zidu je namreč edini vmesni odsek zidu med stopniščem in barom, ki je obstajal pred rekonstrukcijo l. 1992, ostalo so kasnejše pozidave (glede na načrte [1]). Zaradi njegove kratke dolžine je zelo obremenjen, saj prevzema velik del obtežbe zidu med stopniščem in prostori JV dozidka od 1. nadstropja do vrha, ki je brez vmesnih odprtín, ter medetažnih in stopniščnih konstrukcij.

Na mestih oziroma območjih F2 do F4 smo preverjali morebitno prisotnost navpične armature oziroma možnosti, da gre na teh mestih za navpične zidne vezi oziroma na mestih F2 in F3 za a.b. stebre, iz istega vzroka, ki je opisan v prejšnjem odstavku.

Območja F5 so se nahajala na zidu med stopniščem in prostori JV dozidka. Skeniranje smo izvedli na vseh stopniščnih ramah, in sicer na zidni površini v višinah stropnih konstrukcij v JV dozidku - nad pritličjem, nad 1. in nad 2. nadstropjem, kjer naj bi bile v zidu vgrajene vodoravne armiranobetonske vezi.

Območja F6 in F7 pa so se nahajala na vseh vmesnih podestih stopnišča, kjer smo ugotavljali prisotnost vodoravne armature oziroma vodoravne armature a.b. nosilcev oziroma vodoravnih a.b. vezi pod ozkimi okni, s katerimi bi bila južna-zunanja stopniščna stena povezana z zidovi stavbe.

Preiskava ni pokazala prisotnosti armature na nobenem od navedenih mest oziroma območij.



Slika 4.47: Tloris pritličja - situacije mest neporušnega ugotavljanja eventuelne prisotnosti armature oziroma a.b. elementov; vir podlage [1].

5. Analiza obremenitev nosilnih zidov zaradi navpične obtežbe

Analizo obremenitev nosilnih zidov zaradi navpične obtežbe smo izdelali za obstoječe stanje konstrukcije in obstoječe namembnosti prostorov.

Projektno stanje nosilnosti zidanih elementov preverimo na osnovi standarda Evrokod 6 [5]. Projektne normalne napetosti v opečnih zidovih zaradi navpične obtežbe morajo biti manjše od projektne tlačne trdnosti zidovja:

$$\sigma_{od} = \sigma_o (1.35 (g_{zidov} + g_{strehe} + g_{stropov}) + 1.50 p) < f_d = f_k / \gamma_M.$$

V Evrokod 6 so vrednosti varnostnega faktorja γ_M odvisne od nadzora pri izdelavi zidakov in pri gradnji (priloga B, točka B.1.3). Če nivoja nadzora za čas gradnje ne poznamo, moramo v splošnem upoštevati vrednost faktorja $\gamma_M = 3.0$. Le v primeru, da na podlagi večjega števila preiskav tlačne trdnosti opečnih zidakov in malte tlačno trdnost zidovja ocenimo zanesljiveje, lahko upoštevamo manjši faktor γ_M . Glede na obseg preiskav opeke in malte ocenjujemo, da lahko v danem primeru upoštevamo vrednost faktorja varnosti za obstoječe zidovje $\gamma_M = 2.5$.

5.1 Koristne obtežbe

Glede na določila predpisov [4] in kategorije uporabe prostorov smo upoštevali sledeče koristne obtežbe:

$p = 3.00 \text{ kN/m}^2$... sobe, pisarne, priročna knjižnica, priročni arhivi, stopnišče, hodniki (kategoriji B in C1),

$p = 4.00 \text{ kN/m}^2$... slavnostna dvorana (kategorija C2),

$p = 0.50 \text{ kN/m}^2$... neizkoriščeni deli podstrešja (ocena).

Obtežbo snega smo izračunali na sledeč način (točka B.1.2 v prilogi B):

$$s = \mu_l \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k,$$

kjer so: $\mu_l = 0.8$... vpliv naklona strehe,

$C_e = 1.0$... koeficient izpostavljenosti,

$C_t = 1.0$... termalni koeficient,

$s_k = 0.289 \times (1 + (A/452)^2) = 0.289 \text{ kN/m}^2$... karakteristična vrednost obtežbe snega na območju obravnavane stavbe (nadmorska višina: $A = 3 \text{ m}$, cona M1).

Končna vrednost obtežbe snega na območju obravnavane stavbe znaša $s = 0.231 \text{ kN/m}^2$.

5.2 Stalna obtežba stropnih in strešnih konstrukcij

Za pregledane stropne konstrukcije smo njihovo stalno obtežbo izračunali na podlagi sestave in ocenjenih specifičnih tež (točka 4.2 tega poročila in poročilo v prilogi D).

Pregledno mesto S1 (a.b. plošča nad pritličjem, JV dozidek)

parket 3 cm	0.03 x 5.5	0.17 kN/m ² ,
lahek - novejši estrih 7.5 cm	0.075 x 7.5	0.56 kN/m ² ,
starejši estrih 4 cm	0.04 x 20	0.80 kN/m ² ,
a.b. plošča (2 cm + 13.5 cm)	0.155 x 25	3.88 kN/m ² ,
omet 1 cm (ocena)	0.01 x 16	0.16 kN/m ² ,
		$g_{s1} = 5.56 \text{ kN/m}^2$.

Pregledno mesto S2 (a.b. plošča nad 1. nadstropjem, JV dozidek)

parket 2 cm	0.02 x 5.5	0.11 kN/m ² ,
lahek - novejši estrih 7 cm	0.07 x 7.5	0.53 kN/m ² ,
starejši estrih 3.5 cm	0.035 x 20	0.70 kN/m ² ,
a.b. plošča 16.5 cm	0.165 x 25	4.13 kN/m ² ,
omet 1 cm (ocena)	0.01 x 16	0.16 kN/m ² ,

$$g_{S2} = 5.62 \text{ kN/m}^2.$$

Pregledno mesto S3 (a.b. plošča nad 2. nadstropjem, JV dozidek)

laminat 3 mm	0.003 x 8.5	0.03 kN/m ² ,
lahek - novejši estrih 6.5 cm	0.065 x 7.5	0.49 kN/m ² ,
a.b. plošča 16.5 cm	0.165 x 25	4.13 kN/m ² ,
omet 1 cm (ocena)	0.01 x 16	0.16 kN/m ² ,

$$g_{S3} = 4.80 \text{ kN/m}^2.$$

Leseni stropi (starejša osnova stavbe - priloga D):

- nad pritličjem:
 - pregledno mesto **LS1** (nad vhodno avlo): $g_{LS1} = 1.32 \text{ kN/m}^2$,
 - pregledno mesto **LS2** (nad sanitarijami / garderobami): $g_{LS2} = 1.53 \text{ kN/m}^2$,
 - pregledno mesto **LS3** (nad kletjo / kurilnico): $g_{LS3} = 1.39 \text{ kN/m}^2$,
- nad 1. nadstropjem:
 - pregledno mesto **LS4** (nad slavnostno dvorano): $g_{LS4} = 1.07 \text{ kN/m}^2$,
- nad 2. nadstropjem:
 - pregledno mesto **LS5** (nad glasbeno sobo): $g_{LS5} = 1.07 \text{ kN/m}^2$.

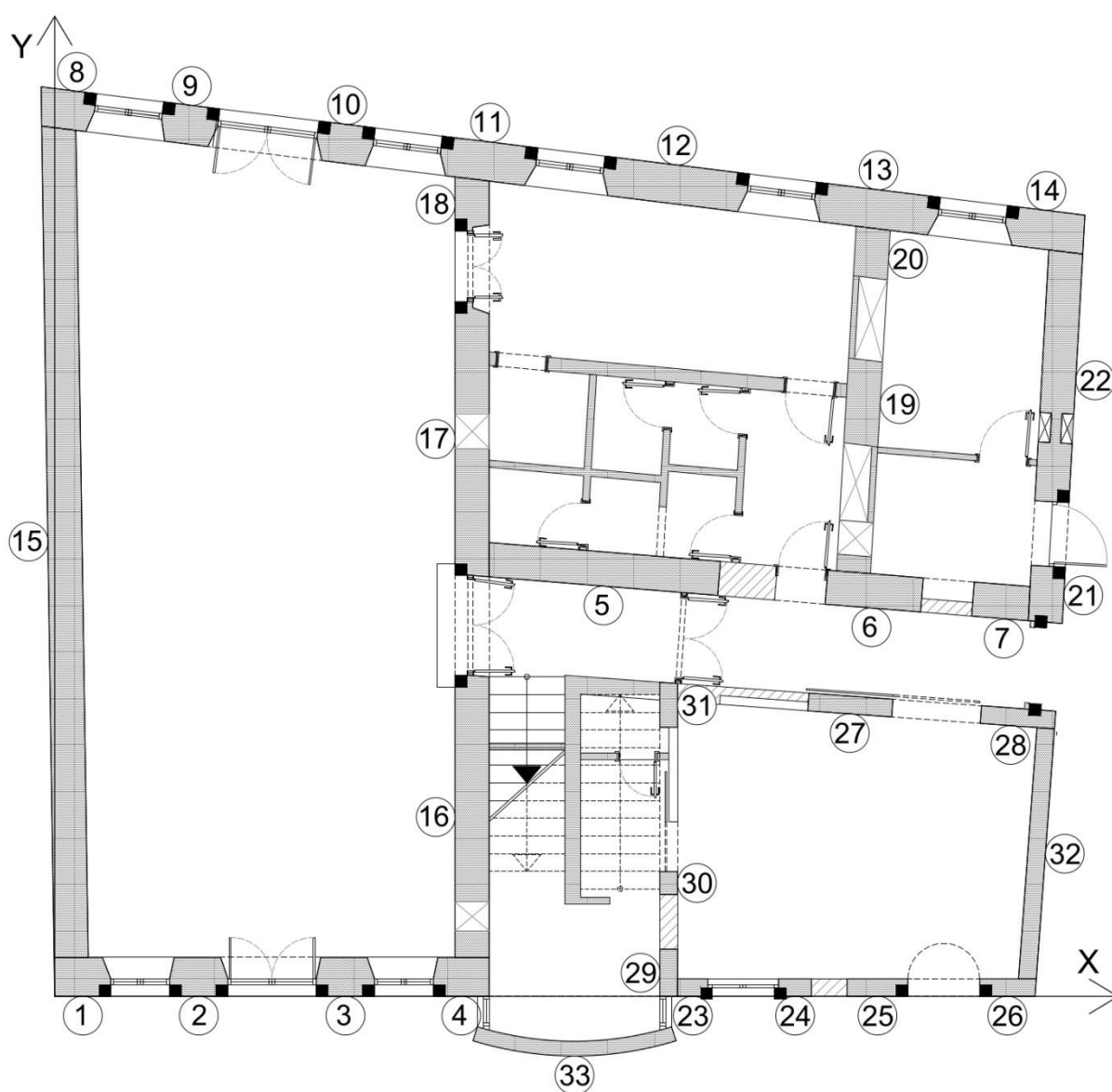
Lesena ostrešja (priloga D):

- nad starejšo osnovo stavbe: $g_{str-1} = 0.53 \text{ kN/m}^2$,
- nad prostori v JV dozidku: $g_{str-2} = 0.73 \text{ kN/m}^2$.

5.3 Analiza obremenitev

Na sliki 5.1 je prikazan tloris pritličja, kjer so označeni in oštevilčeni nosilni kamniti in opečni zidovi, za katere smo izračunali **projektne tlačne napetosti** σ_{od} . Napetosti smo ob upoštevanju obtežb, navedenih v točkah 5.1 in 5.2, izračunali za pritličje, v katerem so ti elementi najbolj obremenjeni. V zadnji posnetek tlorisa pritličja [2], ki je podlaga za računsko shemo na sliki 5.1, so vrisane starejše in kasneje nenosilno pozidane odprtine ter ostale oslabitve (niše, zračniki), ki so vrisane na starejšem posnetku stanja [1].

V preglednici 5.1 so za nosilne zidove prikazane izračunane vrednosti **projektnih tlačnih napetosti** σ_{od} . Vrednosti σ_{od} primerjamo z vrednostmi **projektne tlačne trdnosti** f_d , ki jih za zidovje posameznega elementa izračunamo iz ocenjene tlačne trdnosti f_k (preglednica 4.3) in vrednosti faktorja varnosti za material $\gamma_M = 2.5$. Vrednosti f_d so za posamezno gradivo navedene v naslovnih vrsticah preglednice 5.1.



Slika 5.1: Tloris pritličja - računsko shema nosilnih zidov; vir podlage [2].

Preglednica 5.1: Kamniti oziroma mešani nosilni zidovi in opečni nosilni zidovi v pritličju - projektne tlačne napetosti σ_{od} (MPa)

Kamniti / mešani nosilni zidovi $f_d = 0.40$ MPa				Opečni zidovi iz l. 1969 $f_d = 1.60$ MPa			
vzdolžni		prečni		vzdolžni		prečni	
št.el.	σ_{od} (MPa)	št.el.	σ_{od} (MPa)	št.el.	σ_{od} (MPa)	št.el.	σ_{od} (MPa)
1	0.470	15	0.561	23	0.962	29	1.107
2	0.760	16	0.768	24	1.361	30	5.193
3	0.759	17	0.858	25	0.931	31	3.951
4	0.586	18	0.821	26	0.640	32	0.482
5	0.671	19	1.191	27	2.086		
6	1.014	20	0.665	28	1.389		
7	0.753	21	0.825	Opečni zid iz l. 1992 $f_d = 1.20$ MPa			
8	0.483	22	0.514				
9	0.677			št.el.	σ_{od} (MPa)		
10	0.676			33	0.379		
11	0.580						
12	0.455						
13	0.531						
14	0.441						

V preglednici 5.1 so krepko zapisane vrednosti σ_{od} za tiste nosilne zidove v pritličju, ki so v obstoječem stanju preobremenjeni:

- Vsi kamniti oz. mešani zidovi v pritličju so preobremenjeni** - projektne obremenitve σ_{od} presegajo projektno trdnost f_d za 10% do kar 198%. V preobremenjenosti izstopata **zid št. 19 (198%-na preobremenjenost)** in **zid št. 6 (154%-na preobremenjenost)**. Slednjemu se je z izvedbo nove vratne odprtine l. 1992, poleg obstoječe, preobremenjenost še povečala. Ker so pri teh primerjavah že vključeni faktorji varnosti (tako pri projektnih tlačnih napetostih σ_{od} , kot tudi pri projektni trdnosti f_d), se pri tako preobremenjenih elementih, za boljšo predstavbo, izvede še primerjava dejanskih tlačnih napetosti σ_o z ocenjenimi trdnostmi f_k . Pri zidu št. 19 je $\sigma_o = 0.864$ MPa, pri zidu št. 6 pa $\sigma_o = 0.744$ MPa. Pri ocenjeni trdnosti zidovja obeh zidov $f_k = 1.00$ MPa to pomeni, da **dejanska vrednost skupnega faktorja varnosti proti poružitvi znaša**:
 - o pri zidu št. 19 zgolj 1.16 namesto predpisane vrednosti 3.41,
 - o pri zidu št. 6 zgolj 1.34 namesto predpisane vrednosti 3.44.
- Od opečnih zidov JV dozidka iz l. 1969 so preobremenjeni trije zidovi**. Po pričakovanju so to **zid št. 30 (225%-na preobremenjenost)**, **zid št. 31 (147%-na preobremenjenost)** in **zid št. 27 (30%-na preobremenjenost)**. Najbolj kritična je preobremenitev zidu št. 30, katerega dejanske obremenitve dosegajo kar 94% ocenjene trdnosti zidovja. **Dejanska vrednost skupnega faktorja varnosti proti poružitvi znaša**:
 - o pri zidu št. 30 kritičnih 1.07 namesto predpisane vrednosti 3.46,
 - o pri zidu št. 31 zgolj 1.40 namesto predpisane vrednosti 3.45,
 - o pri zidu št. 27 le 2.64 namesto predpisane vrednosti 3.45.

6. Analiza potresne odpornosti

6.1 Podatki, računsko modeliranje konstrukcije in predpostavke analize

Potresno odpornost stavbe smo izračunali za dve stanji:

A. Obstoječe stanje nosilne konstrukcije: obstoječe stanje kamnitih in opečnih nosilnih zidov, zidovi so brez vodoravnih zidnih vezi, stropne konstrukcije so pomanjkljivo povezane z nosilnimi zidovi.

B. Sanirano in povezano stanje nosilne konstrukcije:

- kamniti in opečni nosilni zidovi so nepoškodovani oziroma sanirani (ukrep),
- vsi zidovi so povezani z vodoravnimi zidnimi vezmi (ukrep),
- stropne konstrukcije so s sidri povezane z nosilnimi zidovi (ukrep).

V obeh stanjih se namembnost prostorov ne spreminja oz. se koristna obtežba ne povečuje.

Najprej smo analizo potresne odpornosti izdelali za stanje B. Osnovna predpostavka uporabljene nelinearne potisne ("pushover") analize je namreč ta, da so zidovi nepoškodovani in medsebojno povezani. Medsebojno povezavo zidov zagotavljajo toge medetažne konstrukcije, nosilci in zidne vezi. Ta predpostavka je v obstoječem stanju (stanju A) izpolnjena le v manjši meri, zato se potresna odpornost za stanje A oceni z redukcijo potresne odpornosti za stanje B, in sicer s faktorjem zmanjšane povezanosti k_{np} . Razpon vrednosti faktorja k_{np} je bil določen na podlagi eksperimentalnih raziskav, v odvisnosti od starosti stavbe, višine stavbe in vrste medetažnih konstrukcij [10].

Predpostavili smo etažni mehanizem, kot kritično etažo pa ocenili pritličje. Pritličje je namreč najbolj obremenjena etaža že v primerih, kjer se geometrija nosilnih zidov od etaže do etaže ne spreminja. V danem primeru pa so preseki nosilnih zidov v pritličju celo znatno manjši kot v nadstropjih, zlasti nosilni zidovi v JV dozidku. Zato je pritličje toliko bolj kritično. Stavbo smo analizirali z računsko metodo, opisano v prilogi B, izpis računa pa je v prilogi C.

Projektne trdnosti zidovja za analizo potresne odpornosti smo izračunali ob upoštevanju vrednosti faktorja zaupanja $CF = 1.2$, predpisane v Evrokod 8-3 [6] za nivo poznavanja konstrukcije, dosežen glede na razpoložljivo dokumentacijo ter izveden obseg pregleda in preiskav:

- projektna tlačna trdnost: $f_d = f_k / CF = f_k / 1.2$
- projektna natezna trdnost: $f_{td} = f_{tk} / CF = f_{tk} / 1.2$.

Izračunane vrednosti so za vse tri ugotovljene tipe zidovja prikazane v preglednici 6.1.

Iz računske sheme na sliki 5.1 je razvidno, katere zidove smo v analizi upoštevali. V preglednici 6.2 so navedeni njihovi podatki. Napetosti σ_o so izračunane za predpisano kombinacijo potresne obtežbe s stalno in koristno obtežbo (priloga B).

Preglednica 6.1: Pri potresni analizi upoštewane projektne trdnosti obstoječega zidovja.

Lastnost	Kamnito oziroma mešano (pritličje starejše osnove stavbe)	Opečno zidovje JV dozidka iz l. 1969	Opečno zidovje stopniščne stene iz l. 1992
projektna tlačna trdnost f_d	0.833 MPa	3.333 MPa	2.500 MPa
projektna natezna trdnost f_{td}	0.125 MPa	0.150 MPa	0.125 MPa

Preglednica 6.2: Obstoječe pritličje: tlorsne in višinske dimenzije (dx , dy , h_x , h_y), lega (x in y), osne obremenitve zaradi navpične obtežbe na sredini višine (σ_o) in tip zidovja.

Elem. št.	dx (m)	dy (m)	x (m)	y (m)	h_x (m)	h_y (m)	$\sigma_o(g+0.3p)$ (MPa)	Vrsta gradiva*
1	0.86	0.60	0.46	0.32	2.95	3.65	0.301	kz
2	0.88	0.60	2.44	0.32	2.70	3.65	0.511	kz
3	0.88	0.60	4.93	0.32	2.70	3.65	0.510	kz
4	0.87	0.60	6.92	0.32	2.95	3.65	0.368	kz
5	3.92	0.52	9.34	7.46	3.65	3.65	0.434	kz
6	1.60	0.52	13.93	6.89	2.10	3.65	0.662	kz
7	0.94	0.52	16.10	6.71	2.88	3.65	0.488	kz
8	0.82	0.60	0.21	15.07	2.45	3.65	0.307	kz
9	0.84	0.60	2.29	14.82	2.48	3.65	0.441	kz
10	0.84	0.60	4.96	14.50	2.48	3.65	0.441	kz
11	1.50	0.60	7.36	14.20	1.25	3.65	0.369	kz
12	2.34	0.60	10.54	13.81	1.25	3.65	0.291	kz
13	1.98	0.60	13.96	13.39	1.25	3.65	0.337	kz
14	1.26	0.60	16.84	13.02	2.45	3.65	0.282	kz
15	0.52	14.13	0.18	7.70	3.65	3.65	0.328	kz
16	0.52	4.78	7.09	3.05	3.65	3.65	0.444	kz
17	0.52	4.53	7.08	9.44	3.65	3.65	0.487	kz
18	0.52	0.85	7.08	13.47	3.65	2.98	0.465	kz
19	0.52	1.35	13.74	10.15	3.65	3.65	0.709	kz
20	0.52	0.84	13.89	12.63	3.65	3.65	0.390	kz
21	0.52	0.89	16.86	6.83	3.65	2.53	0.553	kz
22	0.52	4.26	17.06	10.53	3.65	3.65	0.318	kz
23	0.48	0.30	10.76	0.15	1.96	3.65	0.603	oz 1969
24	0.56	0.30	12.48	0.15	2.00	3.65	0.858	oz 1969
25	1.07	0.30	13.90	0.15	2.43	3.65	0.583	oz 1969
26	0.90	0.30	16.16	0.15	3.25	3.65	0.405	oz 1969
27	1.43	0.19	13.52	4.95	3.00	3.65	1.269	oz 1969
28	1.27	0.19	16.37	4.74	3.33	3.65	0.880	oz 1969
29	0.19	0.80	10.43	0.40	3.65	3.33	0.663	oz 1969
30	0.19	0.39	10.43	1.93	3.65	3.00	3.105	oz 1969
31	0.19	0.63	10.43	5.03	3.65	3.33	2.421	oz 1969
32	0.30	4.27	16.69	2.43	3.65	3.65	0.293	oz 1969
33	3.45	0.29	8.83	-0.75	3.65	3.65	0.239	oz 1992

* kz ... kamnito / mešano zidovje starejše osnove stavbe v pritličju;
 oz 1969 ... opečno zidovje JV dozidka iz l. 1969;
 oz 1992 ... opečno zidovje stopniščne stene iz l. 1992.

6.2 Predpisana potresna obtežba

Predpisano projektno potresno obtežbo smo določili po veljavnem standardu Evrokod 8 [6] (priloga B):

$$BSC_d = \frac{\gamma_I \alpha S \beta}{q}$$

$\gamma_I = 1.0$... faktor pomembnosti za objekt II. kategorije pomembnosti (stavbe običajne namembnosti),

$S = 1.35$... vrednost parametra tal glede na ocenjen tip tal D (geotehnično poročilo v prilogi E),

$\alpha = 0.100$... razmerje med projektnim pospeškom temeljnih tal a_g in pospeškom prostega pada g na lokaciji obravnavane stavbe (po Novi Karti potresne nevarnosti iz leta 2021, kot tudi po Karti potresne nevarnosti iz leta 2001, ki je lahko v uporabi še do 1. 5. 2024 (v prilogi B),

$\beta = \beta_0 = 2.5$... v območju $T_B < T < T_C$;

q ... faktor obnašanja. Ima vrednost $q = 1.5$ za zidane konstrukcije brez navpičnih vezi v primeru doseganja faktorja duktilnosti $\mu_u = \frac{d_u}{d_e} = 1.6$. Pri večjih vrednostih μ_u se vrednost faktorja obnašanja izračuna z izrazom:

$$q = \sqrt{2\mu_u - 1}$$

$$BSC_d = 0.3375 / q$$

$$BSC_d = 0.225 \dots \text{v primeru vrednosti } q = 1.5.$$

6.3 Potresna odpornost

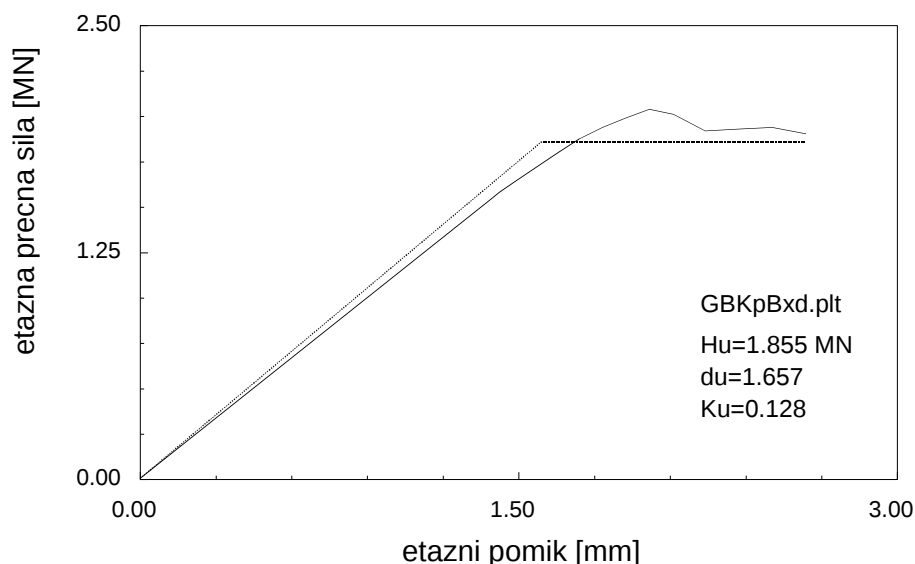
Rezultat analize potresne odpornosti stavbe v posameznem stanju sta po dve etažni histerezni ovojnici - ena za vzdolžno in ena za prečno tlorisno smer. Za analizirano stanje B sta histerezni ovojnice prikazani na slikah 6.1 in 6.2. Iz ovojnice za posamezno smer sta ovrednotena vrednost koeficienta projektne potresne odpornosti stavbe SRC_d (na diagramih "Ku") in faktor duktilnosti μ_u (na diagramih "du").

Vrednost koeficienta potresne odpornosti v stanju A pa smo ocenili iz vrednosti koeficienta potresne odpornosti v stanju B (točka 6.1):

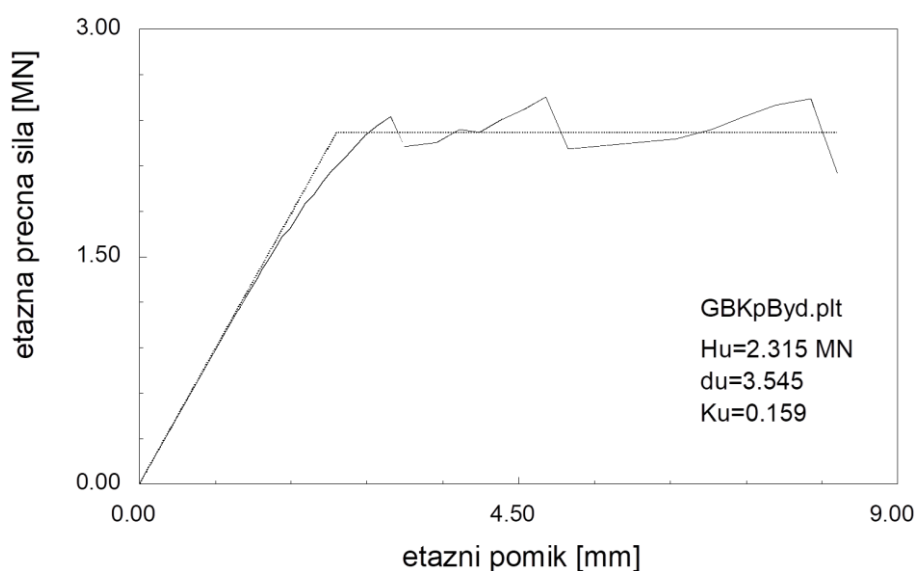
$$SRC_d(A) = SRC_d(B) \cdot k_{np}$$

Za faktor zmanjšane povezanosti smo upoštevali vrednost $k_{np} = 0.70$, kolikor znaša za zidane stavbe z do dvema nadstropjema, zgrajene pred letom 1946, pri katerih so stropne konstrukcije lesene in obokane [10].

Za faktor obnašanja pa smo v stanju A upoštevali minimalno vrednost $q = 1.5$.



Slika 6.1: **Palača Gravisi Buttorai, stanje B** (sanirano in povezano stanje nosilne konstrukcije)
- histereza ovojnice za **X smer**.



Slika 6.2: **Palača Gravisi Buttorai, stanje B** (sanirano in povezano stanje nosilne konstrukcije)
- histereza ovojnice za **Y smer**.

V preglednici 6.3 so za obe stanji, A in B, in za obe tlorisni smeri zbrane vrednosti koeficienta potresne odpornosti idealiziranih ovojnic in vrednosti koeficienta predpisane projektne potresne obtežbe.

Da bi stavba v posameznem stanju dosegala predpisano potresno odpornost po Evrokod 8, mora biti njena projektna potresna odpornost v vsaki smeri večja ali enaka predpisani projektni potresni obtežbi:

$$SRC_d = \frac{H_d}{G_{tot}} > BSC_d.$$

Kritična smer je tista smer, v kateri je potresna odpornost glede na predpisano manjša kot v drugi smeri. Potresna odpornost v kritični smeri je za stavbo merodajna.

Preglednica 6.3: Vrednosti koeficienta projektne potresne odpornosti stavbe SRC_d v primerjavi s koeficientom projektne potresne obtežbe (BSC_d po Evrokod 8).

	Stanje A		Stanje B	
	X smer	Y smer	X smer	Y smer
SRC_d	0.090	0.111	0.128	0.159
μ_u	/	/	1.657	3.545
q	1.5	1.5	1.521	2.468
BSC_d	0.225	0.225	0.222	0.137
SRC_d / BSC_d	40%		58%	

SRC_d : idealizirana potresna odpornost,

μ_u : faktor duktilnosti,

q : faktor obnašanja,

BSC_d : predpisana potresna obtežba (enaka tako po Karti potresne nevarnosti iz I. 2021, kot tudi po Karti potresne nevarnosti iz I. 2001),

SRC_d / BSC_d : doseganje predpisane potresne obtežbe.

Iz preglednice 6.3 je razvidno sledeče:

- Pri obravnavani stavbi je kritična smer X, t.j. smer vzhod-zahod. To je pričakovano, glede na to, da je skupni presek zidov v smeri Y večji kot v smeri X.
- Potresna odpornost stavbe v obstoječem stanju dosega 40% zahtevane.
- Tudi v primeru, da zidovi ne bi bili poškodovani in bi z ukrepi za povezovanje nosilne konstrukcije dosegli stanje B, ne bi dosegli zahtevane potresne odpornosti, dosegli bi namreč 58% zahtevane.

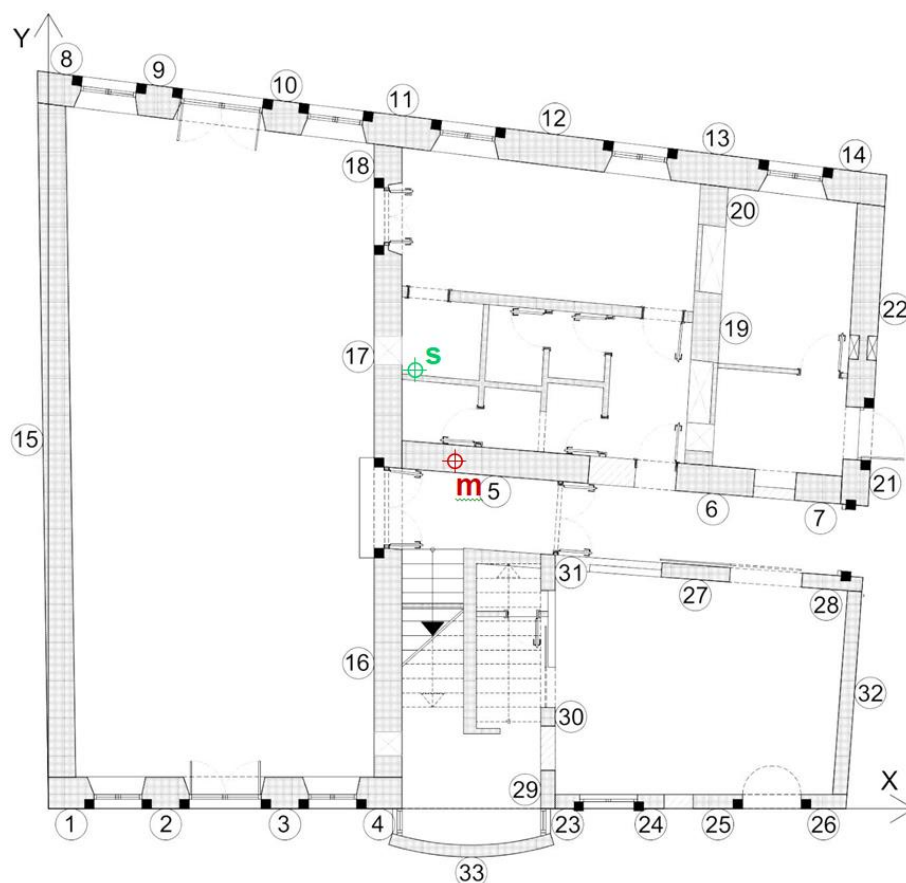
K dodatnemu povečanju potresne odpornosti stavbe bo prispevala sanacija zidovja, katere način je opisan v naslednjem poglavju. K nadaljnjemu povečanju potresne odpornosti pa bo prispevala utrditev navpične nosilne konstrukcije v JV dozidku, ki jo zahteva kritična preobremenjenost nekaterih zidov v pritličju (točka 5.3). Izhodišča in smernice za to utrditev so prav tako podana v naslednjem poglavju.

Pri zasnovi in projektiranju utrditve navpične nosilne konstrukcije je potrebno izhajati iz obstoječe tlorisne nepravilnosti konstrukcije celotne stavbe, ki povzroča neugodne torzijske učinke in manjšo skupno potresno odpornost v obeh smereh. Iz priloge C je namreč razvidno, da je ekscentričnost težišča mase glede na težišče togosti znatna. Vrednostno je prikazana v preglednici 6.4, grafično pa na sliki 6.3.

Preglednica 6.4: Tlorisna nepravilnost konstrukcije v pritličju.

Smer obtežbe	Koordinata*	Masno težišče	Težišče togosti	Ekscentričnost
X smer	Y	$Y_m = 7.269$ m	$Y_s = 9.118$ m	$\Delta Y = -1.849$ m
Y smer	X	$X_m = 8.615$ m	$X_s = 7.573$ m	$\Delta X = 1.042$ m

*... koordinata, katere ekscentričnost je pri dani smeri vodoravne potresne obtežbe relevantna.



Slika 6.3: Tloris pritličja - legi masnega težišča (m) in težišča togosti (s), prikazani na računski shemi s slike 5.1; vir podlage [2].

Pri zasnovi in projektiranju utrditve navpične nosilne konstrukcije je potrebno obstoječo tlorisno nepravilnost konstrukcije celotne stavbe v čim večji možni meri zmanjšati, pri čemer se skupna masa stavbe ne poveča.

7. Povzetki in smernice

7.1 Obstoječe stanje

S pregledom, preiskavami in analizami nosilne konstrukcije stavbe palače Gravisi Buttorai v Kopru smo ugotovili sledeče:

- **Nosilni zidovi** so treh tipov. V starejši osnovi stavbe iz l. 1664 so zidovi pretežno kamniti, ponekod pa grajeni mešano iz kamna in kosov opeke, vsi grajeni v apneni malti. Zidovi JV dozidka iz l. 1969 so grajeni iz enega tipa votlih opečnih zidakov, novejši stopniščni zid iz l. 1992 pa iz drugega tipa votlih opečnih zidakov. Na podlagi sondiranja ter odvzema in laboratorijskih preiskav vzorcev malte in opečnih zidakov smo ocenili mehanske lastnosti zidovja (preglednica 4.3).

Nosilni zidovi so v tlorisu razporejeni izrazito neenakomerno - zidov je namreč znatno več na vzhodni kot na zahodni strani stavbe, kar je posledica specifične razporeditve različno velikih prostorov. Zidana konstrukcija ima tudi nekatere nepravilnosti po višini. Problematični so predvsem tisti odseki, kjer je v pritličju nekaj kratkih odsekov in veliko odprtin, v nadstropjih pa neprekinjen zid brez odprtin ali z bistveno manj odprtinami. Kot nosilne smo upoštevali zgolj tiste odseke zidov, zgrajene ob gradnji stavbe oziroma dozidka, ne pa tudi kasnejše pozidave prvotnih odprtin, ki praviloma ne morejo sodelovati pri prevzemu navpične obtežbe. Pri tem smo upoštevali vsa stanja in spremembe v nosilnih zidovih, ki so razvidni iz pregledane dokumentacije [1, 2]. Tovrstne nepravilnosti po višini, ki povzročajo in/ali povečujejo **znatne preobremenitve nosilnih zidov zaradi navpične obtežbe** (točka 5.3, preglednica 5.1), so sledeče (slika 5.1 ter slike 2.8, 2.10, 2.12, 2.14 in 2.24 do 2.27):

- Zid med stopniščem in prostori JV dozidka: v pritličju so zgolj odseki zidu št. 29, 30 in 31 (slika 5.1), nad njimi pa do vrha neprekinjen zid. To je vzrok za to, da sta odseka št. 30 in 31 v pritličju kritično preobremenjena (točka 5.3, preglednica 5.1). Varnost proti porušitvi je pri zidu št. 30 le 1.07 (namesto predpisane 3.46), pri zidu št. 31 pa 1.40 (namesto 3.45).
- Zid na severni strani hodnika: v pritličju je bila z novo vratno odprtino v sanitarije izvedena oslabeitev zidu št. 6 (slika 5.1) in s tem povečana njegova preobremenitev (preglednica 5.1). Nad novo in nad prvotno vratno odprtino (slika 2.8) v nadstropjih namreč ni odprtin. Varnost proti porušitvi je pri zidu št. 6 le 1.34 (namesto predpisane 3.44)
- Zid med sanitarijami in kurilnico: prvotni odprtini v pritličju in 2. nadstropju sta bili pozidani, v 1. nadstropju odprtine ni bilo. Ta nepravilnost povzroča znatne preobremenitve odseka zidu št. 19 v pritličju (preglednica 5.1), njegova varnost proti porušitvi je le 1.16 (namesto predpisane 3.41),
- Južni zunanji zid starejše osnove ima v pritličju tri, v nadstropjih le po dve odprtini. Zato sta zidna odseka št. 2 in 3 preobremenjena bolj kot ostali zidovi (preglednica 5.1).

- **Medetažne konstrukcije** so dveh tipov. V starejši osnovi stavbe iz l. 1664 so medetažne konstrukcije lesene in so podrobneje opisane v prilogi D. Pregled je pokazal, da so na splošno v dobrem stanju tako lesene stropne kot strešna konstrukcija. Računska analiza pregledanih lesenih elementov zaradi obstoječe navpične obtežbe pa je pokazala določene prekoračitve dopustnih vrednosti.

Stropne konstrukcije v JV dozidku iz l. 1969 pa so a.b. plošče. S pregledom ugotovljene lastnosti a.b. plošč in sestave tlakov nad njimi so podane v točki 4.2.

- **Temelji** stavbe so pasovni, v starejši osnovi zidani iz kamna, v novejšem pa najverjetneje betonski. Kamniti temelji, pregledani na dveh mestih, so po naši oceni dovolj globoki, vendar premalo široki in nimajo ustrezne medsebojne povezanosti. Ugotovitve pregleda, preiskav in računske analize pregledanih temeljev in temeljnih tal so podrobno podane v prilogi E.

- **Povezanost nosilne konstrukcije** je pri pregledani stavbi neustrezna. Pri starejši osnovi stavbe smo na enem mestu ocenili, da je bila originalna **vodoravna vez iz ploščatega železa** v eni od preteklih prenov **odstranjena** (točka 4.3.1). Prisotnost takih vezi na ostalih preglednih mestih prav tako ni bila ugotovljena. Tudi v novejšem JV dozidku prisotnost vezi med pregledom ni bila ugotovljena. Po naši oceni zidana konstrukcija **nima niti ustreznih vodoravnih, niti navpičnih zidnih vezi**.

- **Vidne poškodbe** nosilne konstrukcije, zlasti v nosilnih zidovih, so podrobno prikazane in komentirane v točki 3.2. Praviloma razpoke nastanejo v tistih zidanih konstrukcijah, ki so zaradi neustrezne povezanosti manj odporne, povzročijo pa jih različni zunanji vplivi. Najvidnejše razpoke v obravnavani stavbi so po našem mnenju v največji meri posledica neustrezne povezanosti konstrukcije in delovanja vodoravnih sil zaradi obtežbe vetra in potresa. Manjša je po našem mnenju verjetnost, da so razpoke posledica neenakomernega posedanja temeljnih tal. Razpoke namreč prevladujejo v območjih vzdolž vseh zunanjih robov, zlasti v vogalih starejše kamnite osnove - ravno tam, kjer je učinek vodoravnih potresnih ali vetrnih sil ob šibki povezanosti konstrukcije najizrazitejši.

- **Potresna odpornost** nosilne konstrukcije v obstoječem stanju **dosega le 40%** vrednosti, ki jo za obstoječo namembnost stavbe zahteva veljavni Evrokod 8. V primeru, da zidovi ne bi bili poškodovani in bila nosilna konstrukcija ustrezno povezana, bi dosegala 58% zahtevane vrednosti. Kritična je tlorisna smer vzhod-zahod, v kateri je količina zidov manjša kot v smeri sever-jug. K takemu rezultatu prispeva nepravilna razporeditev nosilnih zidov in mas, kar povzroča neugodne torzijske učinke. Podrobneje je analiza potresne odpornosti podana v točki 6.

7.2 Smernice za potrebne in priporočene ukrepe

7.2.1 Izhodišča

Rezultati analize in priporočila v nadaljevanju so vezani na obstoječe stalne in koristne obtežbe, upoštevane v analizi. V kolikor se bosta stalna in koristna obtežba stropnih konstrukcij spremenili, je potrebno priporočene ukrepe preveriti in prilagoditi. Zlasti je potrebno poskrbeti, da koristna obtežba v nobenem prostoru ne bo večja od vrednosti, navedene v točki 5.1.

- **Lesene stropne konstrukcije**, ki izkazujejo prekomerne povese - preseganje mejnega stanja uporabnosti - MSU, v enem primeru pa tudi prekomerne obremenitve - preseganje mejnega stanja nosilnosti - MSN (priloga D), je priporočljivo utrditi oziroma predvsem povečati njihovo togost. To je smiselno izvesti skupaj z ukrepi povezovanja nosilne konstrukcije.

- **Nosilne kamnite in mešane zidove v starejši osnovi stavbe** se lahko ohranja v obstoječih gabaritih. Pri tem priporočamo nadomestitev nenosilnih in težkih opečnih pozidav prvotnih odprtín - bodisi se nadomestijo z lahkimi in tanjšimi stenami, na obeh straneh zidu (s čimer se zmanjša nepotrebna teža), bodisi z novo nosilno pozidavo na način, ki bo omogočal njihovo sodelovanje z okolnim zidovjem pri prevzemu obtežbe. Izmed obeh naj se izbere tisto varianto, s katero se bo dosegla čim večja pravilnost nosilne konstrukcije po višini in zmanjšanje kritičnih preobremenitev posameznih zidov. Prva varianta je zato primernejša tam, kjer so prvotne odprtine v zgornjih etažah ohranjene in se ohranjajo, druga varianta pa tam, kjer odprtín v zgornjih etažah ni bilo in jih ne bo.

Po prezidavah bo potrebno razpoke v zidovih sanirati. Zidovje do sedaj ni bilo sistematično injektirano in je glede na ugotovljene praznine v zidovju injektibilno. Zato bo potrebno celotno kamnito in mešano zidovje od vključno temeljev do vrha stavbe sistematično injektirati. Injektiranje zidovja zgolj v linijah ali območjih razpok je pri takem zidovju povsem neprimerno, saj bi se praznine v zidovju zapolnile nekontrolirano in neenakomerno, nehomogenost zidovja pa bi se še povečala. S sistematičnim injektiranjem se bodo obenem izboljšale mehanske lastnosti nosilnega zidovja in s tem izboljšala odpornost zidane konstrukcije za prevzem navpične in vodoravne potresne obtežbe.

- **Zidana konstrukcija novejšega JV dozidka** pa bo morala biti v pritličju, v liniji med stopniščem in barom, delno pa tudi v liniji med barom in hodnikom, znatneje dopolnjena. Pred tem je potrebno opraviti dodaten detajlni pregled konstrukcije vzdolž teh dveh linij, da se ugotovijo dimenzije prvotnih odsekov nosilnih zidov iz l. 1969 ter kvaliteta in povezanost pozidav iz l. 1992 s prvotnim zidovjem. V okviru pregleda je potrebno ugotoviti tudi prisotnost in izvedbo temeljenja vzdolž teh dveh linij. Glede na ugotovitve se pozidave bodisi ohrani in po potrebi zgolj konstrukcijsko poveže s prvotnim zidovjem, bodisi nadomesti z ustreznimi nosilnimi pozidavami in le-te konstrukcijsko poveže s prvotnim zidovjem. Nadomestitev pozidav z novimi mora biti izvedena na način, ki bo omogočil pozidavam čim večje sodelovanje pri prevzemu navpične in vodoravne obtežbe. Poleg odsekov pozidav, ki so debelejšje že v obstoječem stanju (konstrukcijska debelina 19 cm), t.j. med elementoma št. 29 in 30 ter med elementoma št. 31 in 27 (slika 5.1), je potrebno z nosilno pozidavo nadomestiti tudi tanjšo predelno steno med elementoma št. 30 in 31. Konstrukcijske pozidave naj bodo enake debeline kot prvotni odseki nosilnih zidov. Z navedenimi ukrepi je potrebno doseči zmanjšanje obremenitev elementov št. 27, 30 in 31 pod nivo, ki je dopusten po Evrokod 6 [5], pri čemer je potrebno upoštevati vsa določila tega standarda. Obenem naj se pri zasnovi in dimenzioniranju teh ukrepov obstoječo tlorisno nepravilnost konstrukcije celotne stavbe v čim večji možni meri zmanjša, kot je to priporočeno v točki 6.3. Ukrepom na pozidavah bo potrebno dodati ukrepe na temeljenju pod njimi, v kolikor bodo to zahtevale ugotovitve pregleda.

Ugotovljene razpoke v nosilnih zidovih JV dozidka, je potrebno v vseh etažah sanirati na način, ki je opisan v naslednji točki.

- **Temelje** je priporočljivo utrditi z a.b. oblogami, kot je navedeno v prilogi E. S tem se poveča njihova širina, predvsem pa doseže njihova medsebojna povezanost, kar skupaj z ostalimi ukrepi povezovanja omogoča povezanost celotne konstrukcije in enovit odziv na zunanje vplive, kar je zlasti pomembno pri delovanju vodoravne obtežbe (vetra in potresa).

- **Povezanost nosilne konstrukcije** je potrebno zagotoviti z vgradnjo zidnih vezi ter z vgradnjo jeklenih elementov, ki bodo povezovala stropne konstrukcije in ostrešje z nosilnimi zidovi.

Z navedenimi ukrepi, ki so podrobneje opisani v nadaljevanju, bo nosilna konstrukcija v primeru potresa delovala kot celota, nosilnosti njenih elementov bodo lahko izkoriščene in izračunana potresna odpornost bo lahko dosežena.

7.2.2 Opis sanacijskih in utrditvenih ukrepov

Nadomestitev nenosilnih pozidav z nosilnimi

Nadomestitev posamezne nenosilne pozidave z nosilno se izvede ob ustreznem predhodnem podprtju vseh stropnih konstrukcij, ki jih podpirata obstoječa nosilna zidna elementa na obeh straneh pozidave. Nadomestitev naj se izvede na obeh straneh, tik ob zidu in ob čim večji možni razbremenitvi stavbe, vsaj opreme in vseh koristnih obtežb. Tako bo doseženo večje sodelovanje nosilnih pozidav pri prevzemu navpične in vodoravne potresne obtežbe. Nosilne pozidave naj se izvedejo s podaljšano malto in istim tipom zidovja kot je na obeh straneh obstoječe pozidave. Pri tem jih je potrebno s sidri togo povezati z zidovjem na obeh straneh, stiki pa se nato, v okviru sistematičnega injektiranja (opisano v nadaljevanju) dobro zainjektirajo s cementno suspenzijo.

Sanacija razpok v opečnih zidovih

Razpoke v nosilnih zidovih iz votlih opečnih zidakov se sanirajo na enega od naslednjih dveh načinov:

- Najprej se po odstranitvi ometa ugotovi potek razpoke. V kolikor poteka po spojnica, se razpoka sanira z zamenjavo malte v spojnica. Po odstranitvi obstoječe malte do globine 1/3 debeline zidu se spojnico očisti, omoči s curkom vode, nato pa se v spojnico vtisne nova apneno-cementna malta.
- Pri razpokah, ki potekajo preko zidakov, pa se po odstranitvi ometa razpoko poglobi in razširi v utor v obliki črke »V« do globine 4 cm. Utor se izvede z rezanjem in ne z udarnim kladivom. Nato se utor očisti, omoči s curkom vode, nato se v utor vtisne apneno-cementna malta.

Pri obeh načinih se razpoke najprej sanirajo na eni strani zidu, nato se postopek ponovi na drugi strani.

Sanacija in delna utrditev kamnitih nosilnih zidov - sistematično injektiranje

Sistematično injektiranje se izvede s cementno suspenzijo, pri čemer se injekcijski masi za injektiranje temeljev in zidov do višine 1 m nad terenom doda hidrofolni dodatek. Za zagotovitev optimalne mešanice in tehnologije je pred injektiranjem priporočljivo izvesti poskusno injektiranje. Kjer bi poskusno injektiranje pokazalo, da zidovje ni injektibilno (poraba suhe injekcijske mešanice manjša od 30 kg na m³ zidovja), se izvede linijsko injektiranje razpok. S cementno suspenzijo se linijsko injektira tudi vse stike po zaključku del.

Vgradnja zidnih vezi

To je osnovni ukrep, ki bo zagotavljal pogoje za sodelovanje nosilnih zidov pri prevzemu potresne obtežbe. Zidne vezi so dveh vrst:

- a) Zidne vezi iz para jeklenih palic - po ena palica iz gladkega jekla premera $\phi 20$ mm se namesti na vsaki strani zidu v višini stropne konstrukcije. Te zidne vezi se pri obravnavanih stavbah vgradijo:
 - v višini stropnih konstrukcij nad pritličjem in 1. nadstropjem oziroma tik nad njimi, pri vseh nosilnih zidovih,
 - v višini stropnih konstrukcij nad 2. nadstropjem pri tistih zidovih, nad katerimi so v mansardi zatrepni zidovi.

Palice imajo na obeh koncih vrezane navoje, da se jih preko podložnih plošč in s pomočjo matic napenja in sidra na vogale stavbe oziroma sečišča nosilnih zidov. Vse jeklene dele je potrebno ustrezno zaščititi proti koroziji.

To obojestransko zunanjo vrsto vezi lahko nadomestijo t.i. notranje vezi oziroma "perfo sidra".

- b) Zaključne armiranobetonske zidne vezi:
 - kot vodoravne zidne vezi se te vezi vgradijo na vrhu 2. nadstropja oziroma dnu podstrešja, vzdolž vseh tistih nosilnih zidov, nad katerimi ni zatrepnih zidov, oziroma so nad njimi kapne lege.
 - kot poševne zidne vezi se te vezi vgradijo na vrhu zatrepnih zidov.

V te vezi se sidrajo kapne, strešne oziroma vmesne lege ostrešja.

Vgradnja jeklenih palic za povezavo stropnih konstrukcij z nosilnimi zidovi

Ta ukrep v kombinaciji z vgradnjo zidnih vezi stavbi zagotovi povezanost nosilne konstrukcije. Pogoj za izvedbo tega ukrepa pa je ustreznost stropnih konstrukcij - nepoškodovanost in ustrezna odpornost za prevzem vseh predpisanih obtežb, oziroma predhodna izvedba potrebnih ukrepov.

Lesene stropne konstrukcije (nepoškodovane, sanirane in ustrezne) se z nosilnimi zidovi povežejo na naslednji način: vsi stropniki se sidrajo v nosilne zidove s pomočjo jeklenih palic z navoji in sidrnih plošč, stropne konstrukcije nad posameznimi prostori kot celote pa se povežejo z jeklenimi diagonalnimi vezmi, ki se na vogalih sidrajo v zidove [9]. Vsi ti elementi se v stropnike vgradijo z zgornje strani, preko desk nad stropniki. Pred tem se v celoti odstrani estrih nad njimi. Odstranitev estriha oziroma njegova zamenjava s tlačno ploščo iz lahkega armiranega betona, ki bo z lesenimi stropniki s pomočjo moznikov povezana v sovprežno stropno konstrukcijo, bo hkrati povečala togost in nosilnost stropne konstrukcije, To pa narekujejo ugotovitve analize lesenih stropov (priloga D).

A.b. medetažne plošče, ki nad posamezno etažo potekajo kontinuirno preko zidu med hodnikom in prostori JV dozidka, je potrebno povezati z zunanjimi zidovi (na vzhodnem in južnem zunanjem robu), z zidom med stopniščem in prostori JV dozidka in z zidom med starejšo osnovo in JV dozidkom. A.b. podeste in stopniščne rame v stopnišču pa je potrebno povezati z zidovi na obodu stopnišča. Povezava se izvede na dva načina:

- Vzdolž zunanjih robov in po obodu stopnišča, kjer je površina zidu na nasprotni strani medetažne konstrukcije, ki se z zidom povezuje, prosta, se vrtine izdelajo s te strani. Vrtine se izdelajo v višini polovice debeline a.b. plošče, podesta oz. stopniščne rame, v rastru 1.0 do

1.5 m, skozi zid v a.b. ploščo, do globine sidrne dolžine palice $\phi 20$ mm. V te vrtine se vgradijo povezovalne sidrne palice $\phi 20$ mm bodisi s cementno suspenzijo, bodisi z epoksidnim lepilom, na prostem robu pa imajo sidrne palice navoj in se tako na prosto zidno površino pritrdijo preko sidrnih ploščic s pomočjo matic.

- Pri ostalih zidovih, kjer je na eni strani zidu a.b. plošča, na nasprotni strani pa lesena stropna konstrukcija, se uporabi jeklene povezovalne elemente, v enakem rastru kot v prejšnji alineji. Posamezen povezovalni element je sestavljen iz jeklene palice v območju vrtine skozi zid, na strani prostora pa se ta palica navari na ploščat jekleni profil, ki se ga na eni strani zidu z zgornje strani pritrdi na lesen stropnik, na drugi strani zidu pa na a.b. ploščo.

Ostali ukrepi

Dimnike, ki ostajajo aktivni, naj se nad nivojem zadnje stropne konstrukcije prezida, na vogalih naj se jih ojači z jeklenimi kotniki, povezanimi s stremeni, ter naj se jih loči od strešne konstrukcije z dilatacijo. Neaktivne oziroma opuščene dimnike pa naj se nad nivojem zadnje stropne konstrukcije poruši.

Ukrepe za utrditev je potrebno dimenzionirati v projektu gradbenih konstrukcij, v okviru katerega se izvede analiza nosilne konstrukcije, utrjene z nekaj možnimi in sprejemljivimi variantami. Izvedbeni projekt za sanacijo oziroma projekt za sanacijo in utrditev pa mora vsebovati postopkovna navodila. Glede na zahtevnost naj dela na konstrukciji izvaja usposobljena in izkušena ekipa, priporočljiva je tudi vzpostavitev dodatne kontrole oziroma supernadzora.

Obdelala:

mag. Marjana Lutman, univ. dipl. inž. grad.

Pavle Fenjveši, univ. dipl. inž. grad.

Priloga A1:

**Poročilo o laboratorijskih preiskavah vzorcev
opečnih zidakov**

ODDELEK ZA MATERIALE

Laboratorij za cemente, malte in keramiko

POROČILO
1043/23–480–1o preiskavi tlačne trdnosti opečnih zidakov iz
objekta Palača Gravisi ButtoraiNaročnik: **SM 610, Odsek za stavbe in potresno inženirstvo**Naročilo: **Interna naročilnica št. 48/2024 z dne 22. 1. 2024**Nosilec naloge: **dr. Vilma Ducman, univ. dipl. inž. kem.**Vodja enote: **dr. Vilma Ducman, univ. dipl. inž. kem.**Datum: **30. 1. 2024**Poročilo so interno pregledale in odobrile vse navedene osebe, kar potrjuje končni elektronski podpis.
Preverjanje pristnosti dokumenta: www.zag.si/pristnostRezultati preskušanja se nanašajo izključno na preskusne primerke. Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.
Rok za reklamacije je 15 dni od izdaje poročila. Skupno število strani: 3; število prilog: 0.

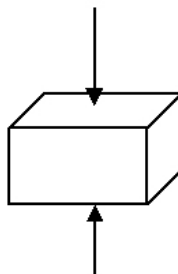
Stroškovni nosilec:	1043/23
Mesto in datum odvzema:	dostavil naročnik, 22. 1. 2024
Št. dostavljenih preskušancev:	2 zidaka (preiskave izvedene na obeh zidakih)
Vzorčenje:	naključno izbrani iz objekta Palača Gravisi Buttorai, Ulica osvobodilne fronte 10, 6104 Koper (17.-19. 1. 2024)
Datum izvajanja preskusov:	26. - 29. 1. 2024
Opr. št.:	V- 34/24
Obseg preiskav:	določitev tlačne trdnosti
Metode preskušanj:	- SIST EN 772-1: 2011 + A1: 2015
Oznaka proizvoda:	*OPEČNI ZIDAK – Z4 in Z10

* Za podatke, ki jih je predložil naročnik, ZAG ne prevzema odgovornosti

1. REZULTATI

2. 1. DOLOČEVANJE TLAČNE TRDNOSTI, SIST EN 772 - 1: 2011+ A1: 2015

3. 1. Smer obremenitve:



Št. preskušancev: 2 zidaka
 Način priprave vzorcev: brušenje (t. 7. 2. 4)
 Klimatizacija: 24^h sušenja pri 105°C , najmanj 4 ure sušenja pri sobni temperaturi (t. 7. 3. 2b)

Smer obremenitve: vertikalno (naležni ploskvi)
 Aparatura: stiskalnica HMP 3000, evid. št.: 31000254

Postopek preskušanja:

Preskušanca smo pred preskusom pobrusili in posušili v sušilniki pri 105°C.

Določili smo osnovne dimenzije dolžine in širine.

Preskušanca za tlačno trdnost smo pripravili z brušenjem. Preskušanca smo postavili centrično med dve ravni plošči v stiskalnico in ga obremenjevali s hitrostjo 9,5 (N/mm²)/sec. Zabeležili smo silo zloma in iz površine obremenitve izračunali tlačno trdnost.

Rezultati preskušanja: vertikalna obremenitev

Oznaka vzorca	Dolžina (mm)	Širina (mm)	Višina po brušenju (mm)	Zlomna sila (N)	Tlačna trdnost (MPa oz. N/mm ²)
Z 4	300,5	196,0	138,1	1033000	17,5
Z 10	290,2	191,4	188,1	429000	7,7

Preiskave izvedel in poročilo pripravil:

Roman Maček, kem. teh.

Poročilo pregledala:

dr. Vilma Ducman, univ. dipl. inž. kem.

Priloga A2:

Poročilo o laboratorijskih preiskavah vzorcev malte

ODDELEK ZA MATERIALE

Laboratorij za cemente, malte in keramiko

**POROČILO
1043/23-480-2**

o določitvi tlačnih trdnosti vzorcev malt odvzetih iz
nosilne konstrukcije palače
Gravisi Buttorai

Naročnik: **SM 610, Odsek za stavbe in potresno inženirstvo**Naročilo: **Interno naročilo št. 49/2024**Nosilec naloge: **Rafael Kajzer, inž. grad.**Vodja enote: **dr. Vilma Ducman, univ. dipl. inž. kem. inž.**Direktor: **doc. dr. Aleš Žnidarič, univ. dipl. inž. grad**Datum: **22. 4. 2024**

Poročilo so interno pregledale in odobrile vse navedene osebe, kar potrjuje končni elektronski podpis.
Preverjanje pristnosti dokumenta: www.zag.si/pristnost

Rezultati preskušanja se nanašajo izključno na preskusne primerke. Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.
Rok za reklamacije je 15 dni od izdaje poročila. Skupno število strani: 7; število prilog: 0.

1. UVOD

Predstavnik Odseka za stavbe in potresno inženirstvo je dne 22. 1. 2024 dostavil vzorce malt iz opečnatega in kamnitega zidovja palače Gravisi Buttorai v Kopru. V okviru izvedbe pregleda, preiskave in analize nosilne konstrukcije smo iz dostavljenih vzorcev pripravili preizkušance za določitev tlačnih trdnosti malt.

Preiskave smo opravili v času od 22. 1. 2024 do 20. 2. 2024

1. REZULTATI PREISKAV TLAČNIH TRDNOSTI MALT

Tlačno trdnost smo določili z uporabo kombinirane avtomatske stiskalnice TONINORM, Tonitechnik (območje za tlak: 0 do 300 kN, območje za upogib: 0 do 10 kN, točnostni razred I), ki ustreza zahtevam standarda SIST EN 196-1. Trdnosti malt smo določili skladno s standardom SIST EN 1015-11:2020 metode preskušanja zidarske malte – 11. del: Določevanje upogibne in tlačne trdnosti strjene malte. Rezultati tlačnih trdnosti malt so podani v naslednjih tabelah.

Tabela 1: Rezultati tlačnih trdnosti vzorcev malt z oznako Z1

Oznake vzorcev naročnika	Dimenzije vzorcev, mm	Površina, mm ²	Laboratorijska oznaka SM 480	Tlačna trdnost, N/mm ²	Povprečna tlačna trdnost, N/mm ²
Z1	34,0 x 22,8	775	V-35/24	8,9	8,2
	20,9 x 16,0	334		7,4	



Slika 1: Vzorec malte Z1 (fotoarhiv 047868d-01)

Tabela 2: Rezultati tlačnih trdnosti vzorcev malt z oznako Z2

Oznake vzorcev naročnika	Dimenzije vzorcev, mm	Površina, mm ²	Laboratorijska oznaka SM 480	Tlačna trdnost, N/mm ²	Povprečna tlačna trdnost, N/mm ²
Z2	36,3 x 25,3	918	V-36/24	4,5	5,5
	34,4 x 23,5	579		6,4	



Slika 2: Vzorec malte Z2 (fotoarhiv 047868d-05)

Tabela 3: Rezultati tlačnih trdnosti vzorcev malt z oznako Z3

Oznake vzorcev naročnika	Dimenzije vzorcev, mm	Površina, mm ²	Laboratorijska oznaka SM 480	Tlačna trdnost, N/mm ²	Povprečna tlačna trdnost, N/mm ²
Z3	32,7 x 25,9	847	V-37/24	4,5	3,4
	19,5 x 12,8	250		3,2	
	29,6 x 23,7	702		2,4	



Slika 3: Vzorec malte Z3 (fotoarhiv 047868d-06)

Tabela 4: Rezultati tlačnih trdnosti vzorcev malt z oznako Z4

Oznake vzorcev naročnika	Dimenzije vzorcev, mm	Površina, mm ²	Laboratorijska oznaka SM 480	Tlačna trdnost, N/mm ²	Povprečna tlačna trdnost, N/mm ²
Z4	30,2 x 24,0	725	V-38/24	6,3	5,9
	29,2 x 20,3	594		4,4	
	28,9 x 23,0	665		6,9	



Slika 4: Vzorec malte Z4 (fotoarhiv 047868d-07)

Tabela 5: Rezultati tlačnih trdnosti vzorcev malt z oznako Z5

Oznake vzorcev naročnika	Dimenzije vzorcev, mm	Površina, mm ²	Laboratorijska oznaka SM 480	Tlačna trdnost, N/mm ²	Povprečna tlačna trdnost, N/mm ²
Z5	33,8 x 28,7	970	V-39/24	4,5	4,1
	21,0 x 14,9	313		3,6	



Slika 5: Vzorec malte Z5 (fotoarhiv 047868d-08)

Tabela 6: Rezultati tlačnih trdnosti vzorcev malt z oznako Z6

Oznake vzorcev naročnika	Dimenzije vzorcev, mm	Površina, mm ²	Laboratorijska oznaka SM 480	Tlačna trdnost, N/mm ²	Povprečna tlačna trdnost, N/mm ²
Z6	25,8 x 19,8	970	V-40/24	4,5	3,1



Slika 6: Vzorec malte Z6 (fotoarhiv 047868d-09)

Tabela 7: Rezultati tlačnih trdnosti vzorcev malt z oznako Z7

Oznake vzorcev naročnika	Dimenzije vzorcev, mm	Površina, mm ²	Laboratorijska oznaka SM 480	Tlačna trdnost, N/mm ²	Povprečna tlačna trdnost, N/mm ²
Z7	32,9 x 21,9	721	V-41/24	3,2	2,5
	30,0 x 14,3	429		1,9	
	29,9 x 20,5	613		2,4	



Slika 7: Vzorec malte Z7 (fotoarhiv 047868d-10)

Tabela 8: Rezultati tlačnih trdnosti vzorcev malt z oznako Z8

Oznake vzorcev naročnika	Dimenzije vzorcev, mm	Površina, mm ²	Laboratorijska oznaka SM 480	Tlačna trdnost, N/mm ²	Povprečna tlačna trdnost, N/mm ²
Z8	34,6 x 24,8	858	V-42/24	4,5	4,4
	26,7 x 18,7	499		4,2	



Slika 8: Vzorec malte Z8 (fotoarhiv 047868d-11)

Tabela 9: Rezultati tlačnih trdnosti vzorcev malt z oznako Z9

Oznake vzorcev naročnika	Dimenzije vzorcev, mm	Površina, mm ²	Laboratorijska oznaka SM 480	Tlačna trdnost, N/mm ²	Povprečna tlačna trdnost, N/mm ²
Z9	20,6 x 16,8	346	V-43/24	2,9	2,6
	20,6 x 16,7	344		2,4	



Slika 9: Vzorec malte Z9 (fotoarhiv 047868d-12)

Tabela 10: Rezultati tlačnih trdnosti vzorcev malt z oznako Z10

Oznake vzorcev naročnika	Dimenzije vzorcev, mm	Površina, mm ²	Laboratorijska oznaka SM 480	Tlačna trdnost, N/mm ²	Povprečna tlačna trdnost, N/mm ²
Z10	34,7 x 27,3	721	V-43/24	13,5	11,9
	38,3 x 29,3	429		14,9	
	32,6 x 27,0	613		7,4	



Slika 10: Vzorec malte Z10 (fotoarhiv 047868d-13)

Preiskave opravil in poročilo pripravil: Rafael Kajzer

Priloga B:

**Analiza obremenitev zaradi navpične obtežbe
- metoda in zahteve predpisov**

**Analiza potresne odpornosti zidanih zgradb
- računska metoda in zahteve predpisov**

B.1. Analiza obremenitev zaradi navpične obtežbe

B.1.1 Splošne zahteve predpisov

Za zagotovitev predpisane varnosti za prevzem predvidene obtežbe po skupnih evropskih predpisih Evrokod mora biti izpolnjen naslednji pogoj:

$$S_d < R_d ,$$

kjer sta:

S_d mejna (projektna) obremenitev,
 R_d računska (projektna) nosilnost.

Za določitev mejne obremenitve se dejanske obremenitve množijo s faktorji varnosti glede na tip obtežbe:

$$S_d = \gamma_G G + \gamma_P P ,$$

kjer sta γ_G in γ_P varnostna faktorja za stalno oziroma koristno obremenitev G in P . Po standardu SIST EN 1990:2004 (Eurocode 0) se za mejno računsko obtežbo predpisujejo naslednji varnostni faktorji:

- lastna teža: $\gamma_G = 1.35$,
- koristna obtežba: $\gamma_P = 1.50$.

Računske nosilnosti R_d se izračunajo z upoštevanjem reduciranih trdnosti vgrajenih materialov - karakteristične trdnosti f_i se delijo s predpisanim varnostnim faktorjem materiala γ_{Mi} .

B.1.2 Koristne obtežbe

Koristna obtežba v prostorih stavbe se upošteva po standardu SIST EN 1991-1-1:2004 (Evrokod 1).

Obtežba snega se določi po standardu SIST EN 1991-1-3:2004 (Evrokod 1) z izrazom:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k.$$



V 1. alpski coni se upošteva najmanj $1,2 \text{ kN/m}^2$.

Slika B.1: Obtežba snega na nadmorski višini $A=0$ (SIST EN 1991-1-3:2008/A101).

kjer so: μ_l ... vpliv naklona strehe,
 C_e ... koeficient izpostavljenosti,
 C_t ... termalni koeficient,
 s_k ... karakteristična vrednost obtežbe snega, ki je odvisna od lokacije stavbe in nadmorske višine A, kot to določa nacionalni dodatek SIST EN 1991-1-3:2008/A101 (slika B.1).

B.1.3 Zidovi

Projektno stanje nosilnosti zidanih elementov preverimo na osnovi standarda SIST ENV 1996-1-1:2004 - *Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila za stavbe - Pravila za armirano in nearmirano zidovje*. Projektne normalne napetosti v nosilnih zidovih zaradi navpične obtežbe morajo biti manjše od projektne tlačne trdnosti zidovja:

$$\sigma_{od} (1.35 (g_{zidov} + g_{strehe} + g_{stropov}) + 1.50 p) < f_d = f_k / \gamma_M.$$

kjer je f_k karakteristična tlačna trdnost obokov, γ_M pa varnostni faktor materiala. Slednji je odvisen od kvalitete nadzora pri izdelavi zidakov in pri gradnji. V *Evrokod 6* so njegove vrednosti odvisne od kvalitete nadzora pri izdelavi zidakov in pri gradnji (preglednica B.1).

Preglednica B.1: Vrednosti varnostnega faktorja za zidovje γ_M .

varnostni faktor zidovja γ_M	kategorija nadzora pri gradnji				
	1	2	3	4	5
zidaki kategorije I, projektirana malta*	1.5	1.7	2.0	2.2	2.5
zidaki kategorije I, predpisana malta*	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7
zidaki kategorije II, kakršnakoli malta	2.0	2.2	2.5	2.7	3.0

Če nivoja nadzora za čas gradnje ne poznamo, moramo v splošnem upoštevati vrednost faktorja $\gamma_M = 3.0$. V primeru, da na podlagi večjega števila preiskav tlačno trdnost zidovja ocenimo zanesljiveje, lahko upoštevamo tudi manjši faktor γ_M .

B.2. Analiza potresne odpornosti

B.2.1 Računska metoda

Za račun potresne odpornosti zidanega objekta uporabljamo metodo mejnih stanj, ki smo jo razvili na Zavodu za gradbeništvo Slovenije. Osnova metode je konstrukcija histerezne ovojnice kritične etaže, t.j. odvisnost vodoravne sile od vodoravnega pomika v težišču etaže. Histerezna ovojnica predstavlja nosilnost in deformabilnost kritične etaže in omogoča oceno potresne odpornosti objekta.

Račun izvedemo z računalniškim programom SREMB, ki upošteva naslednje osnovne predpostavke:

- zidovi so med seboj povezani z vodoravnimi vezmi in s stropnimi konstrukcijami, ki so toge v svoji ravnini,
- zidovi so vpeti na zgornjem in spodnjem robu v stropno konstrukcijo ali pa v prekladni in parapetni del zidu,
- doprinos sestavljenih prereзов (L, T, H, + prereз) obravnavamo kot vsoto na navpičnih stikih ločenih zidov,
- zidovi lahko prenašajo svoj delež obtežbe samo toliko časa, dokler njihove deformacije ne presežejo deformacije na meji porušitve. Zidovi prenašajo obtežbo tudi v nelinearnem območju.

Etažna histerezna ovojnica je vsota histereznih ovojnic vseh zidov, ki etažo sestavljajo. Le-te ponazorimo z idealiziranimi elasto-plastičnimi ovojnicami, ki jih določajo začetna, efektivna togost, nosilnost zidu ter faktor duktilnosti, ki omejuje deformacije zidu v nelinearnem območju.

Mehanske lastnosti zidov se določi z izrazi, navedenimi v nadaljevanju. Celotna etažna prečna sila se razporeja na posamezne zidove v razmerju njihovih togosti, ki jih izračunamo po enačbi:

$$K_e = \frac{GA}{1.2 h \left(1 + 0.83 \frac{G}{E} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right)} .$$

Strižna nosilnost zidu je podana z enačbo:

$$H_{u,s} = \frac{C_R A f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_t}} ,$$

upogibna nosilnost pa z enačbo:

$$H_{u,f} = (\sigma_o t l^2) \frac{\left(1 - \frac{\sigma_o}{f_c} \right)}{h} ,$$

ki izhaja iz mejnega upogibnega momenta prereza zidu:

$$M_u = 0.5 \sigma_o t l^2 \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_c} \right) .$$

Simboli pomenijo:

- K_e - elastično, efektivno togost zidu,
- A - površino vodoravnega prereza zidu,
- t - debelino zidu,
- h - višino zidu,
- l - dolžino zidu,
- σ_o - povprečno napetost v zidu zaradi navpične obtežbe,
- C_R - faktor redukcije nosilnosti ($C_R = 0.9$),
- b - faktor razporeditve strižnih napetosti v zidu
($b = 1.5$, če je $(h/l) > 1.5$, oziroma $b = 1.1$, če je $(h/l) < 1.5$).

V programu SREMB lahko poleg zidov, za katere je račun togosti in nosilnosti iz njegovih dimenzij že avtomatiziran, podamo dodatne nosilne elemente, za katere pa njihove togosti, nosilnosti, duktilnosti in lege podamo.

Mehanske lastnosti z armiranimi ometi obloženih zidov

Nosilnost

Z obojestranskim oblaganjem zidu z armiranim cementnim ometom, ki vsebuje mrežno armaturo, se poveča predvsem njegova strižna nosilnost, medtem ko se njegova upogibna nosilnost poveča le minimalno. To so pokazale tudi primerjalne preiskave osnovnih in z oblaganjem utrjenih zidov, ki smo jih v preteklosti izvršili na Zavodu za gradbeništvo Slovenije. Medtem ko so se osnovni zidovi porušili v pretežno strižni obliki, so se pri obloženih zidovih pretrgale robne navpične palice mrežne armature cementnega ometa.

Upogibno nosilnost posameznega slopa se določi po izrazih za osnovni zid, pri čemer se upošteva povečano debelino zidu (obojestranska obloga).

Strižno nosilnost posameznega slopa se določi na podlagi eksperimentalnega izraza za račun strižne nosilnosti armiranih zidov (M. Tomažević: Zidane zgradbe na potresnih območjih, Ljubljana, FAGG, 1987):

$$H_{u,s}^a = H_{u,s} + C_{R,a} A_{a,h} f_y$$

kjer so:

- $H_{u,s}^a$ - strižna nosilnost z vodoravno armaturo armiranega zidu,
- $H_{u,s}$ - strižna nosilnost nearmiranega zidu (izraz za osnovni zid),
- $C_{R,a}$ - faktor redukcije nosilnosti vodoravne armature,
- $A_{a,h}$ - površina prereza vodoravne armature,
- f_y - meja elastičnosti armaturnega jekla vodoravne armature.

Eksperimentalne raziskave so pokazale, da je vrednost faktorja redukcije nosilnosti armature $C_{R,a}$ odvisna od procenta vodoravnega armiranja in od kvalitete zidovja. V primeru relativno nizke stopnje vodoravnega armiranja (do 0.10 %) se lahko upošteva $C_{R,a} = 0.36$.

Pri računu strižne nosilnosti v smeri zidu (in plane) se upošteva vodoravne palice obeh čelnih armaturnih mrež na višini dolžine zidu:

$$A_{a,h} = 2 (\phi^2 \pi / 4) / 150 \quad (\text{mm}^2) \quad (\phi \text{ je premer palice mrežne armature} \\ l \text{ je dolžina zidu v mm),}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa (mrežna armatura) .}$$

Pri računu strižne nosilnosti zidu pravokotno na njegovo smer (out-of plane) se upošteva stremena, s katerimi sta obe čelni mreži povezani ($10 \phi^R 6 / \text{m}^2$):

$$A_{a,h} = \sqrt{10} (6^2 \pi / 4) t l = 89.4 t l \quad (\text{mm}^2) \quad (l \text{ je dolžina, } t \text{ pa debelina zidu v m),$$

$$f_y = 400 \text{ MPa (rebrasta armatura) .}$$

Merodajna nosilnost posameznega slopa za določeno smer je manjša od obeh vrednosti:

$$H_{u-x}^a = \min (H_{u-fx}^a, H_{u-sx}^a),$$

$$H_{u-y}^a = \min (H_{u-fy}^a, H_{u-sy}^a).$$

Togost

Togost posameznega slopa se izračuna z izrazom, ki osnovno togost zidu poveča za dejansko togost obloge (M.Tomažević: Zidane zgradbe na potresnih območjih, Ljubljana, FAGG, 1987), in ki se lahko uporabi ob pogoju, da ustrezna povezava obloge in zidu omogoča njuno medsebojno sodelovanje:

$$K_{e,ekv} = K_{e,w} + K_{e,obl} = \frac{G_w A_w}{1.2 h \left(1 + 0.83 \frac{G_w}{E_w} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right)} + \frac{G_{obl} A_{obl}}{1.2 h \left(1 + 0.83 \frac{G_{obl}}{E_{obl}} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right)}$$

kjer so:

- $K_{e,ekv}$ - efektivna togost ekvivalentnega zidu,
- $K_{e,w}$ - efektivna togost osnovnega zidu,
- A_w - površina vodoravnega prereza osnovnega zidu,
- G_w - strižni modul osnovnega zidu,
- E_w - elastični modul osnovnega zidu,
- $K_{e,obl}$ - efektivna togost armirane obloge,
- A_{obl} - površina vodoravnega prereza armirane obloge,
- G_{obl} - strižni modul armirane obloge,
- E_{obl} - elastični modul armirane obloge.

Upoštevati je potrebno izbrano debelino armirane obloge na obeh straneh slopov in mehanske lastnosti oblog (MM20):

$$E_{obl} = 28500 \text{ MPa ,}$$

$$G_{obl} = 11400 \text{ MPa .}$$

Duktilnost: vrednost 2.5.

Mehanske lastnosti dodatnih armirano-betonskih elementov

Upogibno nosilnost izračunamo s pomočjo računalniškega programa INTDIA, ki smo ga razvili na Zavodu za gradbeništvo Slovenije. Pri tem upoštevamo ocenjene projektne trdnosti in projektne diagrame za beton in jeklo. Rezultat računalniškega programa je interakcijski

diagram $N-M_R$, oziroma diagram $M-\varphi$ pri izbrani osni sili. Iz mejnega upogibnega momenta prereza M_u , nato izračunamo mejno vodoravno silo:

$$H_{u-f} = M_u / (0.5 h) \dots \text{ob predpostavki obojestransko vpetega elementa.}$$

Strižno nosilnost izračunamo s pomočjo izrazov iz Evrokod 2.

$H_{u-s} = V_{Ru3} = V_{cu} + V_{wu} \dots$ strižna nosilnost a.b. prereza s strižno armaturo,

$$V_{cu} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \dots \text{prispevek betona,}$$

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

$\rho_1 \dots$ količnik natezne vzdolžne armature: $\rho_1 = A_{s1} / (b_w d)$,

$\sigma_{cp} \dots$ osna obremenitev elementa,

$b_w \dots$ širina prereza,

$d \dots$ statična višina natezne armature,

$$V_{wu} = A_{sws} 0.9 d f_{ywks} / s_s + A_{swd} 0.9 d f_{ywkd} / s_d (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$

... prispevek strižne armature,

$A_{sws}, A_{swd} \dots$ prerez strižne armature (stremen, diagonalne armature),

$s_s, s_d \dots$ razmak med stremenami oz. diagonalno armaturo,

$f_{ywks}, f_{ywkd} \dots$ meja elastičnosti jekla stremen oz. diagonalne armature,

$\alpha \dots$ kot med diagonalno armaturo in vzdolžno osjo.

Merodajna nosilnost za posamezno smer je, analogno kot pri zidovih, manjša izmed upogibne in strižne nosilnosti.

Histerezna ovojnica etaže

Konstrukciji vsiljujemo korakoma povečevan pomik, pri tem pa računamo pripadajočo reakcijsko silo kot rezultanto prispevkov posameznih elementov. Rezultat je histerezna ovojnica etaže, prikazana v obliki odvisnosti vodoravne sile H_{tot} od vodoravnega pomika d v masnem težišču etaže. V računu se upošteva tudi vpliv torzije, kadar masno težišče ne sovпада s težiščem togosti in ko potresna sila, ki deluje v masnem težišču, povzroča torzijske zasuke glede na težišče togosti. V vsakem koraku se togost in težišče togosti izračuna glede na stanje posameznih zidov pri dani deformaciji. Račun zaključimo določeno število korakov po doseženi nosilnosti etaže $H_{tot,max}$.

Na izračunani etažni histerezni ovojnici so definirana tri mejna stanja:

- meja elastičnosti, ko pomik prvega zidu v etaži preseže mejo elastičnosti;
- nosilnost etaže in
- mejno stanje porušitve, pri katerem odpornost pade pod sprejemljivo mejo. V večini primerov je sprejemljivo mejno stanje definirano s pomikom, ko odpornost kritične etaže pade na 80 % maksimalne nosilnosti etaže.

Idealizirana etažna ovojnica

Če hočemo oceniti dejansko potresno odpornost objekta, moramo izračunano histerezno ovojnico kritične etaže idealizirati z bilinearno. Za idealizirano etažno ovojnico privzamemo, da je njena elastična togost enaka začetni togosti izračunane etažne histerezne ovojnice.

Pri idealizaciji moramo upoštevati:

- energetski pogoj: površina pod izračunano histerezo ovojnice mora biti enaka površini pod idealizirano ovojnico, kar fizikalno pomeni enakost porabljene potresne energije, in
- pogoj duktilnosti: če hočemo primerjati idealizirano potresno odpornost s predpisano potresno obtežbo, ki je preko faktorja obnašanja q povezana z določenim nivojem globalne duktilnosti, moramo to duktilnost dejanski konstrukciji tudi zagotoviti. Faktor duktilnosti določa razmerje med mejnim pomikom idealizirane etažne ovojnice ter pomikom, ki predstavlja idealizirano mejo elastičnosti:

$$\mu_u = \frac{d_u}{d_e}$$

Za primerjavo potresne odpornosti objektov med seboj in z zahtevami predpisov, je primerna brezdimenzijska oblika potresne odpornosti:

$$SRC_u = \frac{H_u}{G_{tot}}$$

kjer so:

- SRC_u - koeficient mejne potresne odpornosti objekta,
- H_u - izračunana idealizirana potresna odpornost (nosilnost) objekta,
- G_{tot} - teža objekta nad obravnavanim prerezom.

B.2.2 Zahteve predpisov

Ob zadostitvi minimalnih zahtev mora imeti konstrukcija objekta zahtevano potresno odpornost. To pomeni, da mora biti njena projektna odpornost, v našem primeru izračunana s pomočjo računalniškega programa SREMB, večja ali enaka predpisani potresni obtežbi. Ta pogoj se lahko zapiše v brezdimenzijski obliki:

$$SRC_d = \frac{H_d}{G_{tot}} > BSC_d$$

kjer so:

- SRC_d - koeficient projektne potresne odpornosti objekta,
- H_d - projektna potresna odpornost objekta,
- G_{tot} - teža objekta nad obravnavanim prerezom,
- BSC_d - koeficient projektne prečne sile v pritličju.

Potresna obtežba se za posamezno tlorisno smer objekta določi po:

- veljavnem slovenskem standardu *Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij* (I. 2004). Njegov Del 1 pokriva področje projektiranja in gradnje stavb in se v Republiki Sloveniji uporablja skupaj z *Nacionalnim dodatkom*. V obvezno uporabo ga je vpeljal *Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov* (I. 2005).

Koeficient projektne potresne odpornosti objekta SRC_d

Medtem ko se pri računu mejne potresne odpornosti H_u oziroma koeficienta mejne potresne odpornosti SRC_u upošteva karakteristične vrednosti trdnosti zidovja (tlačna trdnost f_k in natezna trdnost f_t), pa je pri računu projektne potresne odpornosti H_d oziroma koeficienta

projektne potresne odpornosti SRC_d namesto karakterističnih potrebno upoštevati projektne trdnosti materialov. To so za delni faktor varnosti za material γ_M (pri projektiranju novih objektov) oziroma za faktor zaupanja CF (pri preprojektiranju obstoječih objektov) reducirane karakteristične trdnosti.

Pri projektiranju novih zidanih objektov na potresne obremenitve po *Evrokod 8* je osnovni varnostni faktor materiala γ_M lahko zmanjšan na 2/3 osnovne vrednosti oziroma ne na manj od 1.5. Pri preprojektiranju obstoječih konstrukcij (*Evrokod 8* - 3.del) pa se namesto faktorja γ_M za redukcijo karakterističnih trdnosti uporablja faktor zaupanja CF, katerega vrednost je odvisna od ravni poznavanja konstrukcije - t.j. obsega raziskav in preiskav, izvedenih za ugotavljanje stanja:

CF = 1.0 : če pri analiziranem objektu mehanske lastnosti določimo s preiskavo na terenu ali v laboratoriju na preizkušancih, odvzetih iz obstoječega zidovja;

CF = 1.2 : če za dano vrsto zidovja uporabimo vrednosti iz banke podatkov, pri pregledu konstrukcije pa z odstranitvijo ometa in z odpiranjem zidovja dokažemo, da gre za isto vrsto;

CF = 1.7 : če za dano vrsto zidovja uporabimo vrednosti iz banke podatkov brez dokazovanja istovrstnosti.

Koeficient projektne prečne sile v pritličju BSC_d

V *Evrokod 8* je potresna obtežba izražena v obliki brezdimenzionalnega koeficienta projektne prečne sile v pritličju BSC_d :

$$BSC_d = \gamma_I \alpha S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \dots \quad 0 \leq T \leq T_B;$$

$$BSC_d = \gamma_I \alpha S \frac{2.5}{q} \quad \dots \quad T_B \leq T \leq T_C;$$

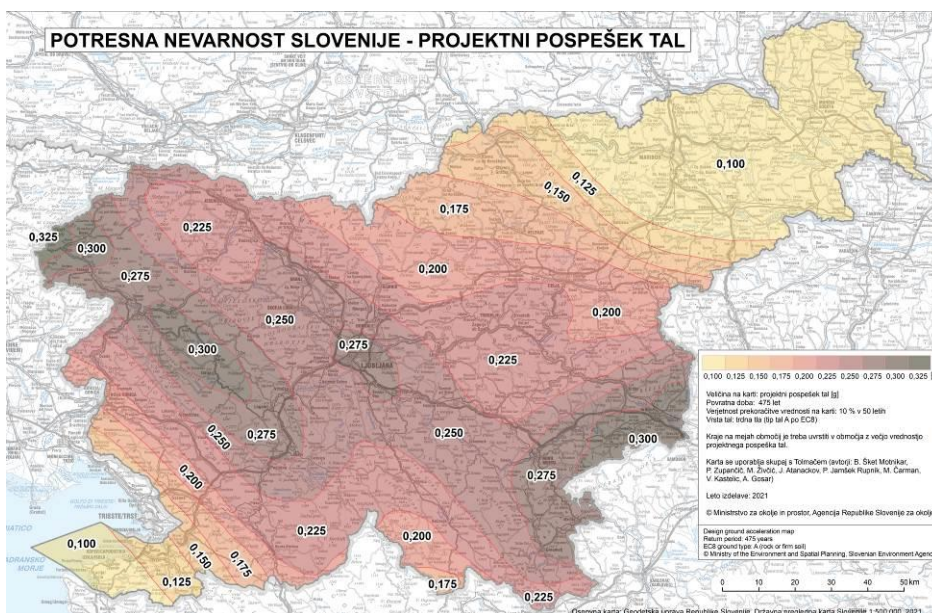
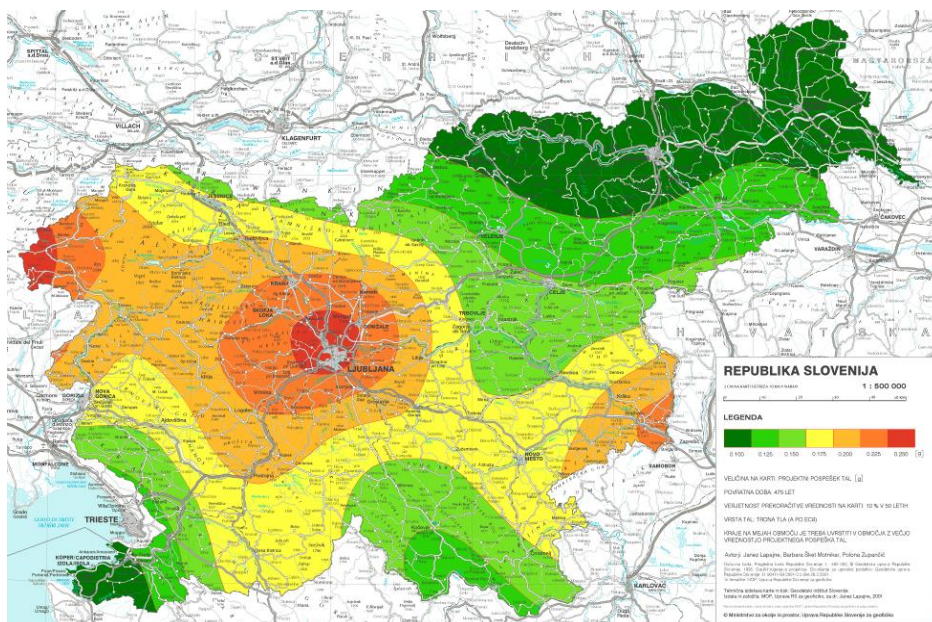
$$BSC_d = \gamma_I \alpha S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right]; \quad BSC_d \geq \gamma_I \alpha 0.2 \quad \dots \quad T_C \leq T \leq T_D;$$

$$BSC_d = \gamma_I \alpha S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]; \quad BSC_d \geq \gamma_I \alpha 0.2 \quad \dots \quad T \geq T_D;$$

kjer so:

- α - razmerje med projektnim pospeškom temeljnih tal a_g in pospeškom prostega pada g . Odvisno je od seizmičnosti območja. Vrednosti so prikazane na Karti potresne nevarnosti.

S 1. 5. 2022 je bila s popravkom Nacionalnega dodatka SIST EN 1998-1:2005/A101:2009/AC:2022 uvedena nova Karta potresne nevarnosti Slovenije, ki je prikazana na sliki A.2. Pri tem pa je v prehodnem obdobju (med 1. 5. 2022 in 1. 5. 2024) veljavna tudi dosedanja Karta potresne nevarnosti, ki je v veljavi od 1. 1. 2002 (slika A.3);

Slika A.2: Karta potresne nevarnosti Slovenije, 2021 - projektni pospeški temeljnih tal a_g Slika A.3: Karta potresne nevarnosti Slovenije, 2001 - projektni pospeški temeljnih tal a_g

S - parameter tal;

q - faktor obnašanja konstrukcije, ki je odvisen od vrste nosilne konstrukcije;

T - lastna nihanja doba konstrukcije;

T_B, T_C, T_D - vrednosti nihajnih časov v spektru odziva v *Evrokod 8*:

tip tal	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.7	0.10	0.4	2.0

γ_l - faktor pomembnosti objekta;

kategorija pomembnosti	stavbe	faktor pomembnosti
IV	stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno	1.4
III	stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno	1.2
II	navadne stavbe, ki ne pripadajo drugim kategorijam	1.0
I	stavbe, manj pomembne za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno	0.8

B.2.3 Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi

Po določilu Evrokod 8 se potresni vpliv z ostalimi vplivi kombinira na naslednji način:

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

kjer so:

- $G_{k,j}$ - karakteristična vrednost stalnega vpliva j ,
- P - odločilna reprezentativna vrednost vpliva prednapetja,
- A_{Ed} - projektna vrednost vpliva potresa,
- $Q_{k,i}$ - karakteristična vrednost spremenljivega vpliva i ,
- $\psi_{2,i}$ - koeficient za kombinacijo kvazi-stalne vrednosti spremenljivega vpliva (EN 1990-1-1:2004):

vpliv	$\psi_{0,i}$	$\psi_{2,i}$
kategorija A: stanovanja, bivalni prostori	0.7	0.3
kategorija B: pisarne	0.7	0.3
kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0.7	0.6
kategorija D: trgovine	0.7	0.6
kategorija E: skladišča	1.0	0.8
kategorija H: strehe	0	0
obtežba snega na stavbah (EN 1991-1-3):		
Slovenija za kraje z nadmorsko višino nad 1000 m	0.7	0.2
Slovenija za kraje z nadmorsko višino pod 1000 m	0.5	0

Pri določanju projektnega potresnega vpliva po *Evrokod 8* pa se morajo upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i}$$

kjer sta:

- $\psi_{E,i}$ - koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva i : $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$;
- φ - faktor φ , odvisen od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti etaže:

vrsta spremenljivega vpliva*	etaža	φ
kategorije A-C	vrhnja etaža (streha)	1.0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0.8
	etaže so zasedene neodvisno	0.5
kategorije D-F in arhivi		1.0
* Kategorije so definirane v EN 1991-1-1:2004		

Priloga C:

**Račun potresne odpornosti
s programom SREMB**

Palača Gravisi Buttorai v Kopru, Ulica Osvobodilne fronte 10, posnetka 1991 in 2024

PODANI POLOŽAJI IN OSNE OBREMENITVE ZIDOV

Zid št.	x (m)	y (m)	No (MN)
1	0.45	0.32	0.1545
2	2.44	0.32	0.2684
3	4.93	0.32	0.2680
4	6.92	0.32	0.1919
5	9.34	7.46	0.8835
6	13.93	6.89	0.6618
7	16.10	6.71	0.2101
8	0.21	15.07	0.1510
9	2.29	14.82	0.2229
10	4.96	14.50	0.2227
11	7.36	14.20	0.2951
12	10.54	13.81	0.4075
13	13.96	13.39	0.3593
14	16.84	13.02	0.2123
15	0.17	7.70	2.4107
16	7.09	3.05	1.1022
17	7.08	9.44	1.1476
18	7.08	13.47	0.2422
19	13.74	10.15	0.4991
20	13.89	12.63	0.2123
21	16.86	6.83	0.2854
22	17.06	10.53	0.7054
23	10.76	0.15	0.0747
24	12.48	0.15	0.1441
25	13.90	0.15	0.1873
26	16.16	0.15	0.1094
27	13.52	4.95	0.3453
28	16.37	4.74	0.2119
29	10.43	0.40	0.1120
30	10.43	1.92	0.2301
31	10.43	5.03	0.2898
32	16.68	2.43	0.3759
33	8.83	-0.75	0.2394

PODANE NOSILNOSTI, TOGOSTI IN DUKTILNOSTI ZIDOV

Zid št.	Hux (MN)	Kex (MN/m)	dx	Huy (MN)	Key (MN/m)	dy
1	0.0287	16.7720	1.5	0.0162	7.1473	1.5
2	0.0337	20.4293	1.5	0.0171	7.3028	1.5
3	0.0337	20.4293	1.5	0.0171	7.3028	1.5
4	0.0315	17.1833	1.5	0.0176	7.2421	1.5
5	0.4405	88.3055	1.5	0.0604	23.0210	1.5
6	0.0865	59.7847	1.5	0.0161	9.4137	1.5
7	0.0324	18.0091	1.5	0.0141	5.5309	1.5
8	0.0318	21.5104	1.5	0.0157	6.8275	1.5
9	0.0357	22.1787	1.5	0.0172	7.0222	1.5
10	0.0357	22.1787	1.5	0.0172	7.0222	1.5
11	0.1827	114.9479	1.5	0.0304	12.5005	1.5
12	0.2615	183.7378	1.5	0.0436	19.4968	1.5
13	0.2342	154.9189	1.5	0.0393	16.5494	1.5
14	0.0721	41.5346	1.5	0.0231	10.4808	1.5
15	0.2082	83.0325	1.5	1.4308	334.1861	1.5
16	0.0734	28.0548	1.5	0.5418	109.4320	1.5
17	0.0680	26.6437	1.5	0.5335	103.5359	1.5
18	0.0130	5.0072	1.5	0.0261	14.1692	1.5
19	0.0106	7.9554	1.5	0.0277	22.1950	1.5
20	0.0129	4.9187	1.5	0.0207	9.1463	1.5
21	0.0123	5.2493	1.5	0.0306	20.5397	1.5
22	0.0621	25.0331	1.5	0.4268	96.7827	1.5
23	0.0171	10.0747	1.5	0.0058	0.9759	1.5
24	0.0300	13.5730	1.5	0.0088	1.1505	1.5
25	0.0639	30.8983	1.5	0.0127	2.1982	1.5
26	0.0266	13.2710	1.5	0.0079	1.8490	1.5

27	0.0753	22.1472	1.5	0.0111	0.7828	1.5
28	0.0568	15.3263	1.5	0.0081	0.6922	1.5
29	0.0042	0.4372	1.5	0.0194	6.2463	1.5
30	0.0008	0.2131	1.5	0.0020	1.3882	1.5
31	0.0041	0.3443	1.5	0.0150	3.6131	1.5
32	0.0282	8.7735	1.5	0.2703	110.2862	1.5
33	0.1747	62.6808	1.5	0.0172	4.8255	1.5

MASNO TEŽIŠČE IN TEŽIŠČE TOGOSTI ETAŽE

teža : G =14.513 MN
masno težišče : Tmasno-x= 8.615 m
Tmasno-y= 7.269 m
težišče togosti etaže: Ttog-x = 7.573 m
Ttog-y = 9.118 m
=====

razlika med težiščema: delta x = 1.042 m
delta y =-1.849 m

ETAŽNE VREDNOSTI NA MEJI ELASTIČNOSTI X-SMER

Prečna sila : 1.539 MN
Deformacija : 1.389 mm
Togost : 1165.555 MN/m
Koeficient odpornosti : 0.1061

ETAŽNE VREDNOSTI NA MEJI ELASTIČNOSTI Y-SMER

Prečna sila : 1.140 MN
Deformacija : 1.167 mm
Togost : 990.855 MN/m
Koeficient odpornosti : 0.0786

ETAŽNE VREDNOSTI PRI DOSEŽENI NOSILNOSTI X-SMER

Prečna sila : 2.034 MN
Deformacija : 2.018 mm
Togost : 1066.995 MN/m
Koeficient odpornosti : 0.1402

Porušitev zaradi torzije!

ETAŽNE VREDNOSTI PRI DOSEŽENI NOSILNOSTI Y-SMER

Prečna sila : 2.552 MN
Deformacija : 4.820 mm
Togost : 641.012 MN/m
Koeficient odpornosti : 0.1759

Porušitev zaradi torzije!

STANJE ZIDOV NA MEJI ELASTIČNOSTI ETAŽE X-SMER

zid št.	H (MN)	d (mm)	K (MN/m)	d/de
1	0.0276	1.6476	16.7720	0.9631
2	0.0337	1.6479	20.4293	1.0000
3	0.0337	1.6479	20.4293	0.9992
4	0.0283	1.6479	17.1833	0.8986
5	0.1221	1.3824	88.3055	0.2771
6	0.0839	1.4037	59.7847	0.9704
7	0.0254	1.4102	18.0091	0.7832
8	0.0237	1.0996	21.5104	0.7431
9	0.0246	1.1089	22.1787	0.6896
10	0.0249	1.1208	22.1787	0.6969
11	0.1301	1.1320	114.9479	0.7120
12	0.2106	1.1465	183.7378	0.8055
13	0.1800	1.1621	154.9189	0.7688
14	0.0488	1.1756	41.5346	0.6774
15	0.1140	1.3733	83.0325	0.5476
16	0.0434	1.5463	28.0548	0.5912
17	0.0349	1.3086	26.6437	0.5127
18	0.0058	1.1589	5.0072	0.4471
19	0.0102	1.2825	7.9554	0.9602
20	0.0059	1.1902	4.9187	0.4549
21	0.0074	1.4058	5.2493	0.5992
22	0.0318	1.2683	25.0331	0.5113
23	0.0167	1.6540	10.0747	0.9745
24	0.0224	1.6540	13.5730	0.7492
25	0.0511	1.6540	30.8983	0.8000
26	0.0220	1.6540	13.2710	0.8246
27	0.0327	1.4756	22.1472	0.4338
28	0.0227	1.4834	15.3263	0.4005
29	0.0007	1.6447	0.4372	0.1710
30	0.0003	1.5880	0.2131	0.4133
31	0.0005	1.4728	0.3443	0.1228
32	0.0138	1.5693	8.7735	0.4886
33	0.1058	1.6875	62.6808	0.6055

STANJE ZIDOV PRI DOSEŽENI NOSILNOSTI ETAŽE X-SMER

zid št.	H (MN)	d (mm)	K (MN/m)	d/de	korak izločitve
1	0.0287	2.4119	11.8968	1.4098	10
2	0.0337	2.4123	13.9556	1.4639	9
3	0.0337	2.4123	13.9665	1.4627	9
4	0.0315	2.4123	13.0624	1.3155	11
5	0.1773	2.0077	88.3055	0.4025	37
6	0.0865	2.0401	42.3877	1.4104	10
7	0.0324	2.0500	15.8176	1.1386	14
8	0.0318	1.5766	20.1879	1.0655	15
9	0.0353	1.5909	22.1787	0.9893	16
10	0.0357	1.6090	22.1693	1.0004	16
11	0.1827	1.6260	112.3904	1.0228	16
12	0.2615	1.6481	158.6798	1.1579	14
13	0.2342	1.6719	140.0664	1.1060	15
14	0.0703	1.6925	41.5346	0.9752	16
15	0.1656	1.9938	83.0325	0.7950	22
16	0.0633	2.2575	28.0548	0.8631	24
17	0.0505	1.8953	26.6437	0.7425	22
18	0.0083	1.6670	5.0072	0.6431	20
19	0.0106	1.8555	5.7270	1.3891	10
20	0.0084	1.7147	4.9187	0.6554	21
21	0.0107	2.0433	5.2493	0.8709	20
22	0.0459	1.8338	25.0331	0.7392	20
23	0.0171	2.4217	7.0612	1.4268	10
24	0.0300	2.4217	12.3742	1.0969	14
25	0.0639	2.4217	26.3792	1.1713	13
26	0.0266	2.4217	10.9923	1.2073	12
27	0.0476	2.1497	22.1472	0.6320	29
28	0.0331	2.1616	15.3263	0.5836	30
29	0.0011	2.4075	0.4372	0.2503	50
30	0.0005	2.3211	0.2131	0.6041	31
31	0.0007	2.1455	0.3443	0.1789	55

32	0.0201	2.2925	8.7735	0.7138	28
33	0.1550	2.4726	62.6808	0.8873	26

ETAŽNA HISTEREZNA OVOJNICA - X-SMER

n	Het (MN)	dcm (mm)	Ket (MN/m)
1	1.5394	1.3894	1165.55
2	1.5762	1.4242	1164.57
3	1.6457	1.4960	1158.73
4	1.7177	1.5730	1151.98
5	1.7924	1.6544	1144.98
6	1.8694	1.7405	1137.49
7	1.9334	1.8316	1119.70
8	1.9859	1.9246	1094.42
9	2.0344	2.0184	1066.99
10	2.0057	2.1139	1007.68
11	1.9134	2.2389	917.58
12	1.9241	2.3738	875.19
13	1.9332	2.5037	837.14
14	1.8986	2.6383	786.82
15	1.6045	2.8055	617.01
16	1.3701	2.8262	495.02
17	1.1320	2.8347	393.20
18	1.1768	3.0442	400.78
19	1.1762	3.2422	378.47
20	1.1973	3.3876	367.27
21	1.0405	3.5492	303.70
22	1.0134	3.6981	281.61
23	0.7539	3.8632	202.18
24	0.7761	4.1120	195.80
25	0.7199	4.3049	172.68
26	0.7356	4.4822	168.36
27	0.5800	4.6960	124.33
28	0.5906	4.8202	122.70
29	0.5774	5.0606	114.19
30	0.5022	5.3096	94.61
31	0.4457	5.5725	79.98
32	0.4451	5.8509	76.08
33	0.4453	6.1435	72.49
34	0.4456	6.4506	69.08
35	0.4458	6.7731	65.82
36	0.4461	7.1118	62.73
37	0.4464	7.4674	59.78
38	0.0061	7.8407	0.78
39	0.0064	8.2360	0.78
40	0.0068	8.6478	0.78
41	0.0071	9.0802	0.78
42	0.0074	9.5342	0.78
43	0.0076	10.0109	0.76
44	0.0078	10.5113	0.74
45	0.0080	11.0367	0.73
46	0.0082	11.5883	0.71
47	0.0083	12.1675	0.69
48	0.0083	12.7756	0.65
49	0.0083	13.4142	0.62
50	0.0083	14.0847	0.59
51	0.0041	14.7887	0.28
52	0.0041	15.5242	0.27
53	0.0041	16.3004	0.25
54	0.0041	17.1154	0.24
55	0.0041	17.9712	0.23

STANJE ZIDOV NA MEJI ELASTIČNOSTI ETAŽE Y-SMER

Zid št.	H (MN)	d (mm)	K (MN/m)	d/de
1	0.0074	1.0405	7.1473	0.4579
2	0.0078	1.0713	7.3028	0.4584
3	0.0081	1.1100	7.3028	0.4746

4	0.0083	1.1408	7.2421	0.4694
5	0.0271	1.1783	23.0210	0.4493
6	0.0118	1.2495	9.4137	0.7285
7	0.0071	1.2832	5.5309	0.5030
8	0.0071	1.0368	6.8275	0.4520
9	0.0075	1.0690	7.0222	0.4355
10	0.0078	1.1104	7.0222	0.4523
11	0.0143	1.1476	12.5005	0.4722
12	0.0233	1.1970	19.4968	0.5349
13	0.0207	1.2500	16.5494	0.5265
14	0.0136	1.2947	10.4808	0.5873
15	0.3463	1.0362	334.1861	0.2420
16	0.1251	1.1435	109.4320	0.2310
17	0.1184	1.1433	103.5359	0.2219
18	0.0162	1.1433	14.1692	0.6207
19	0.0277	1.2467	22.1950	1.0000
20	0.0114	1.2489	9.1463	0.5513
21	0.0266	1.2950	20.5397	0.8695
22	0.1256	1.2982	96.7827	0.2944
23	0.0012	1.2004	0.9759	0.2025
24	0.0014	1.2271	1.1505	0.1605
25	0.0027	1.2491	2.1982	0.2162
26	0.0024	1.2842	1.8490	0.3005
27	0.0010	1.2432	0.7828	0.0874
28	0.0009	1.2875	0.6922	0.1098
29	0.0075	1.1953	6.2463	0.3842
30	0.0017	1.1953	1.3882	0.8115
31	0.0043	1.1953	3.6131	0.2874
32	0.1425	1.2923	110.2862	0.5272
33	0.0056	1.1705	4.8255	0.3284

STANJE ZIDOV PRI DOSEŽENI NOSILNOSTI ETAŽE Y-SMER

Zid št.	H (MN)	d (mm)	K (MN/m)	d/de	korak izločitve
1	0.0162	3.1752	5.1145	1.3975	28
2	0.0000	3.5753	0.0000	1.5298	26
3	0.0000	4.0772	0.0000	1.7432	24
4	0.0000	4.4773	0.0000	1.8423	23
5	0.0000	4.9656	0.0000	1.8935	23
6	0.0000	5.8903	0.0000	3.4340	15
7	0.0000	6.3276	0.0000	2.4806	21
8	0.0157	3.1264	5.0095	1.3629	29
9	0.0172	3.5449	4.8625	1.4442	27
10	0.0000	4.0830	0.0000	1.6632	25
11	0.0000	4.5665	0.0000	1.8788	23
12	0.0000	5.2082	0.0000	2.3274	21
13	0.0000	5.8971	0.0000	2.4837	21
14	0.0000	6.4773	0.0000	2.9380	18
15	1.0423	3.1188	334.1861	0.7284	36
16	0.4938	4.5126	109.4320	0.9115	33
17	0.4670	4.5108	103.5359	0.8754	34
18	0.0000	4.5103	0.0000	2.4487	19
19	0.0000	5.8532	0.0000	4.6951	9
20	0.0000	5.8824	0.0000	2.5968	20
21	0.0000	6.4808	0.0000	4.3517	12
22	0.4268	6.5221	65.4316	1.4791	27
23	0.0051	5.2528	0.9759	0.8861	33
24	0.0064	5.5990	1.1505	0.7323	48
25	0.0127	5.8842	2.1580	1.0186	29
26	0.0079	6.3407	1.2460	1.4839	27
27	0.0045	5.8079	0.7828	0.4083	61
28	0.0044	6.3831	0.6922	0.5444	57
29	0.0000	5.1858	0.0000	1.6669	25
30	0.0000	5.1858	0.0000	3.5207	13
31	0.0150	5.1858	2.8979	1.2468	28
32	0.0000	6.4466	0.0000	2.6299	20
33	0.0172	4.8633	3.5366	1.3645	28

ETAŽNA HISTEREZNA OVOJNICA - Y-SMER

n	Het (MN)	dcm (mm)	Ket (MN/m)
1	1.1404	1.1671	990.85
2	1.1683	1.1963	990.31
3	1.2253	1.2562	989.28
4	1.2853	1.3193	988.28
5	1.3473	1.3855	986.67
6	1.4119	1.4552	984.78
7	1.4796	1.5286	982.91
8	1.5507	1.6056	981.09
9	1.6247	1.6866	978.95
10	1.6747	1.7717	962.35
11	1.7583	1.8662	960.90
12	1.8429	1.9603	959.18
13	1.8998	2.0589	943.79
14	1.9889	2.1726	939.26
15	2.0660	2.2835	930.02
16	2.1298	2.4044	914.12
17	2.2133	2.5373	904.08
18	2.2966	2.6738	893.38
19	2.3585	2.8171	875.35
20	2.4209	2.9788	854.40
21	2.2223	3.1378	766.51
22	2.2487	3.5252	728.91
23	2.3378	3.7958	715.91
24	2.3164	4.0335	678.93
25	2.4027	4.2995	666.28
26	2.4640	4.5495	651.49
27	2.5524	4.8200	641.01
28	2.2069	5.0867	568.53
29	2.2736	6.3648	528.13
30	2.3387	6.7833	510.26
31	2.4168	7.1576	501.01
32	2.4943	7.5505	492.35
33	2.5363	7.9641	475.19
34	1.9894	8.3157	379.17
35	1.4565	9.0030	271.77
36	1.4569	9.6745	234.86
37	0.0259	9.6532	2.22
38	1.1117	6.8460	162.31
39	1.1134	7.2356	155.18
40	0.5724	7.5945	75.89
41	0.0392	7.9325	4.88
42	0.0395	8.3333	4.76
43	0.0274	8.7495	3.15
44	0.0223	9.1752	2.44
45	0.0230	9.6343	2.39
46	0.0237	10.1159	2.35
47	0.0244	10.6215	2.30
48	0.0252	11.1524	2.26
49	0.0172	11.7098	1.47
50	0.0177	12.2920	1.44
51	0.0182	12.9060	1.41
52	0.0187	13.5505	1.38
53	0.0192	14.2273	1.35
54	0.0192	14.9379	1.29
55	0.0192	15.6837	1.23
56	0.0192	16.4667	1.17
57	0.0192	17.2889	1.11
58	0.0111	18.1523	0.61
59	0.0111	19.0445	0.58
60	0.0111	19.9963	0.56
61	0.0111	20.9957	0.53

Priloga D:

**Poročilo o pregledu in oceni stanja lesenega ostrešja
in lesenih stropov**

ODDELEK ZA KONSTRUKCIJE

Odsek za lesene konstrukcije

**POROČILO
1043/23-640-1**

o pregledu in oceni stanja lesenega ostrešja in
lesenih stropov v palači Gravisi Buttorai v Ulici
Osvobodilne fronte 10, Koper

Naročnik: **ZAG, SM 610, Odsek za stavbe in potresno inženirstvo**Naročilo: **Medoddelčna naročilnica št. 61/2024 z dne 25. 1. 2024**Nosilec naloge: **dr. Boris Azinovič, univ. dipl. inž. grad.**Vodja enote: **dr. Tomaž Pazlar, univ. dipl. inž. grad.**Direktor: **doc. dr. Aleš Žnidarič, univ. dipl. inž. grad.**

Datum: 18. 4. 2024

Poročilo so interno pregledale in odobrile vse navedene osebe, kar potrjuje končni elektronski podpis.
Preverjanje pristnosti dokumenta: www.zag.si/pristnost

Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.]
Rok za reklamacije je 15 dni od izdaje poročila. Skupno število strani: 25; število prilog: 0.

Vsebina

1. UVOD.....	3
2. OPIS OBJEKTA IN LESENIH KONSTRUKCIJ.....	4
3. STANJE OB PREGLEDU.....	8
3.1 Ostrešje – pregled z notranje strani.....	8
3.2 Ocena nosilnosti strešne konstrukcije	10
3.3 Leseni stropovi – stanje pri pregledu.....	14
3.4 Podrobnejši opis mest odpiranja	14
3.5 Ocena nosilnosti stropnih konstrukcij	20
4. ZAKLJUČKI.....	24
4.1 Pregled in ocena stanja ostrešja	24
4.2 Pregled in ocena stanja lesenih stropov	24

1. UVOD

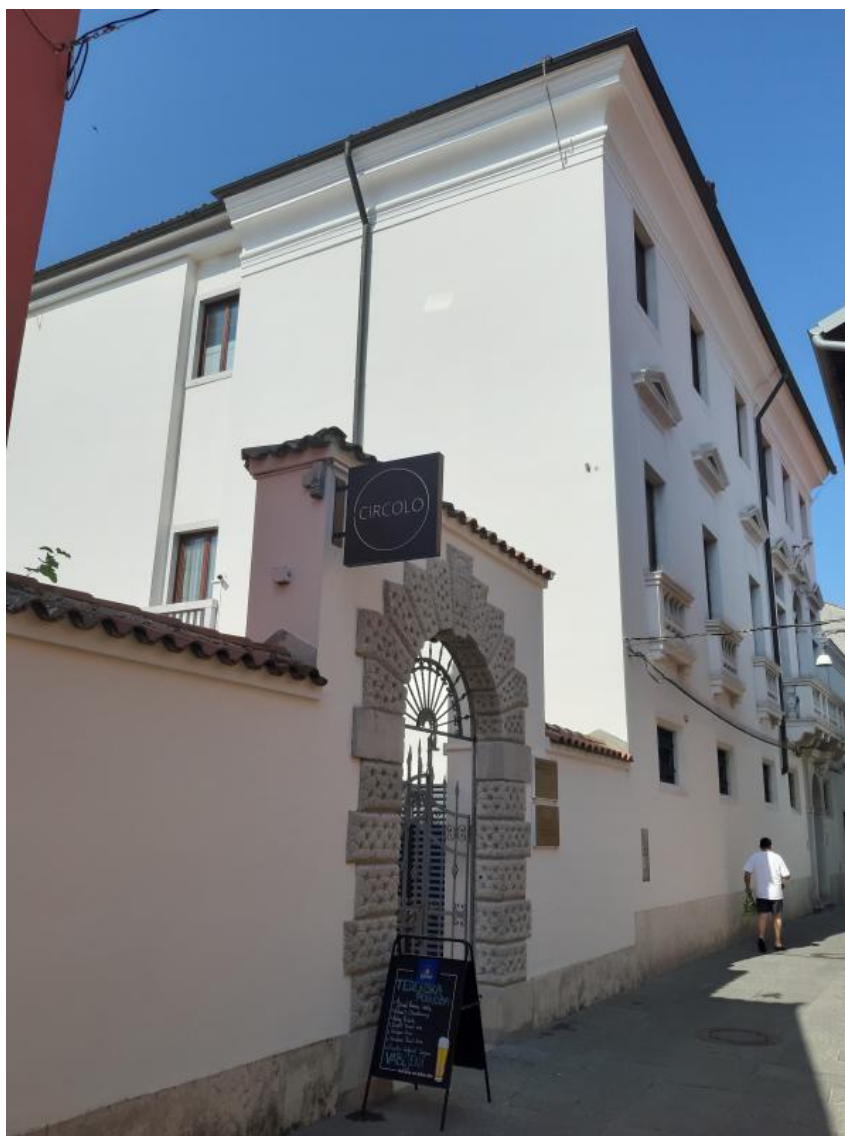
V tem poročilu je podana ocena stanja lesenih nosilnih elementov stavbe palače Gravisi Buttorai v Ulici Osvobodilne fronte 10 v Kopru. V stavbi (Slika 1.1) ima poslovne prostore Samoupravna skupnost italijanske narodnosti, v pritličju pa obratuje gostinski lokal.

Pregled ostrešja je bil izveden na dostopnih mestih, iz notranjosti objekta, z namenom splošne ocene stanja le-tega.

Poleg tega je bilo izvršeno odpiranje in pregled stropnih konstrukcij nad pritličjem ter nad prvim in drugim nadstropjem. Pregled stropnih konstrukcij z odpiranjem je bil izveden na treh mestih nad pritličjem ter enem mestu nad 1. in enem mestu nad 2. nadstropjem.

Pregled ostrešja in stropov je bil opravljen 17. 1. 2024.

Pri pregledu in pripravi poročila je bila uporabljena tehnična dokumentacija dostavljena s strani naročnika.



Slika 1.1: Palača Gravisi Buttorai v Kopru. Predmet pregleda je bilo leseno ostrešje in lesene stropne konstrukcije.

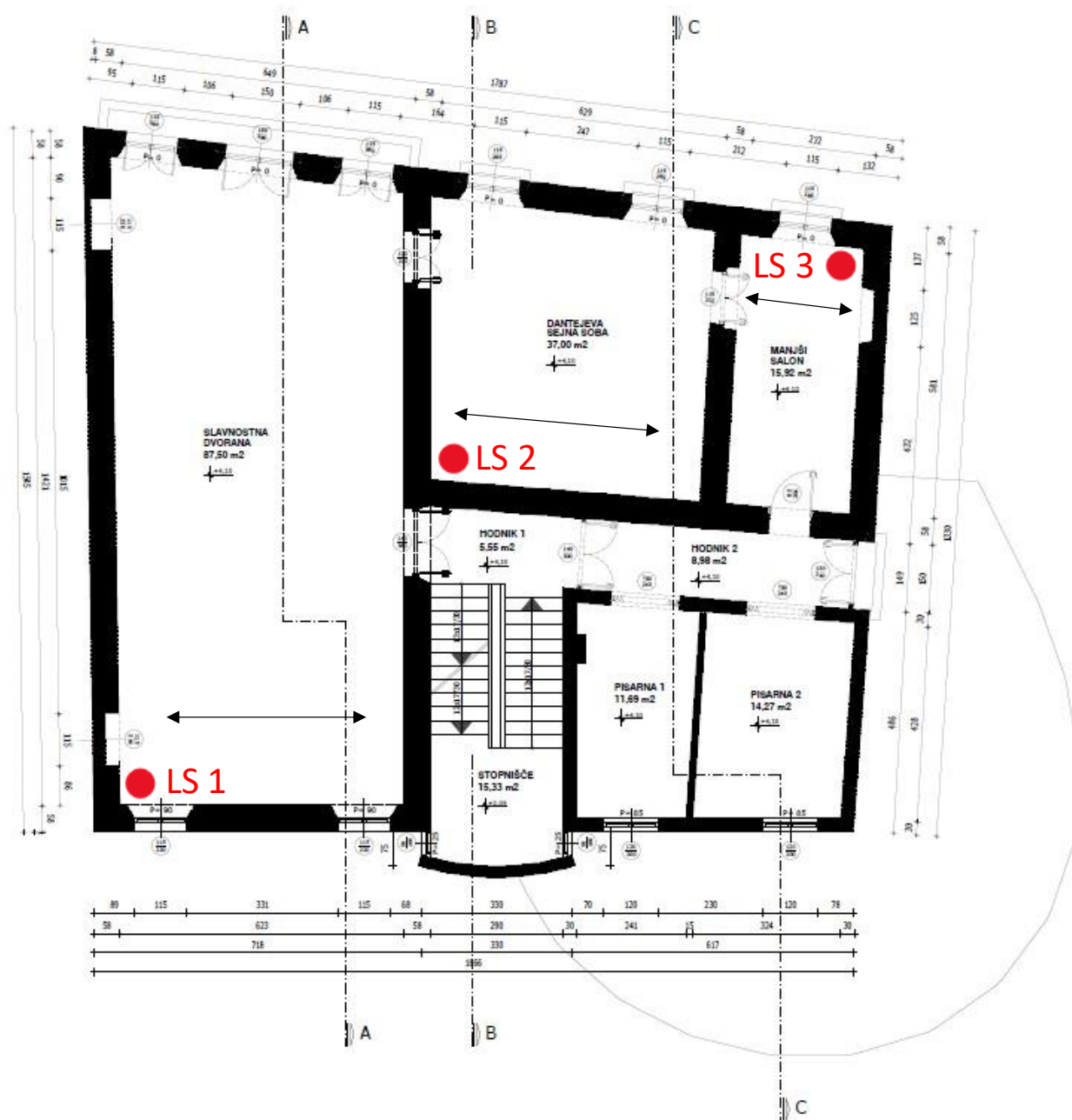
2. OPIS OBJEKTA IN LESENIH KONSTRUKCIJ

Po javno dostopnih podatkih iz katastra nepremičnin je bila osnova palače zgrajena leta 1600, leta 1992 so bile obnovljene fasade in streha. Po višini objekt obsega tri etaže in mansardo, nosilna konstrukcija je zgrajena iz kombinacije različnih materialov. Glede na pregledane načrte za obnovo, izdelane leta 1991 (Prenova palače Gravisi Buttorai v Kopru, PGD-PZI, Architecta Koper, št. proj. 6/90, september 1991), ocenjujemo, da je palača sestavljena iz večje osnove iz l. 1664, ki ima v tlorisu obliko črke L, in JV dozidka iz l. 1969, ki je pravokotnega tlorisa, oba skupaj pa dajeta tloris nekoliko nepravilne štirikotne oblike. Dolžina stavbe vzdolž ulice znaša 17,63 m, širina pa znaša 15,80 m na zahodni in 13,23 m na vzhodni strani.

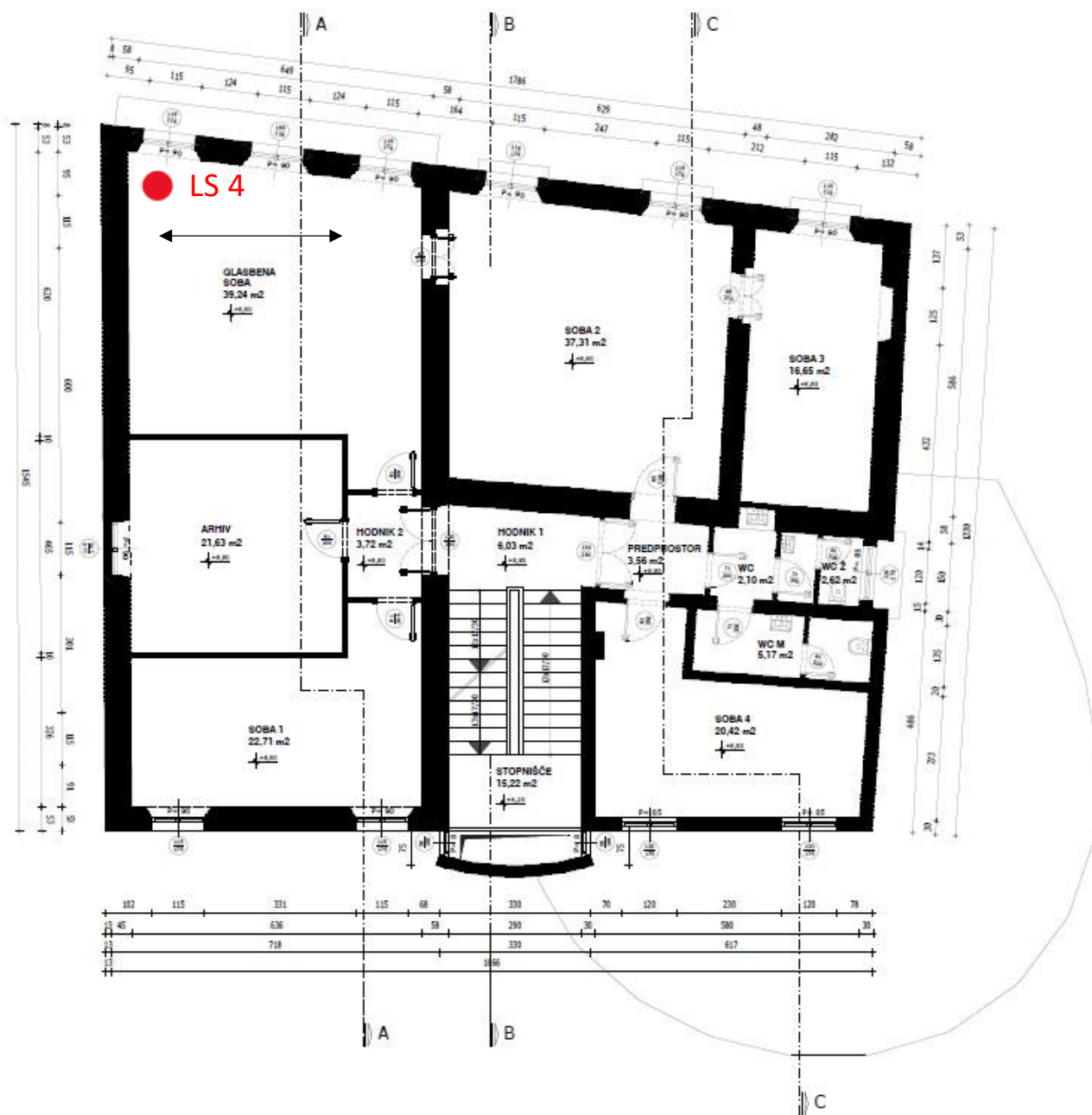
Streha je v osnovi dvokapnica s slemenom v smeri vzhod - zahod in čopom na vzhodnem delu ostrešja. Osnovna nosilna konstrukcija strehe je lesena. Pri pregledu ostrešja smo našli dve različni izvedbi kritja (Slika 2.2). Na mestu čopa (na Sliki 2.5 označeno z rumeno) je kritje izvedeno na opečne planete, med strešnimi letvami, na kar so pritrjeni korci. Osni razmik med špirovci v tem prostoru znaša ca. 70 cm, prerez špirovcev znaša 14 x 16 cm. Na severnem delu mansarde (na Sliki 2.5 označeno z zeleno in rdečo), kjer je urejena pisarna, je preko odprtine v predelni steni vidno, da je na špirovce pritrjen lesen opaž (na Sliki 2.5 označeno z zeleno). Iz posredovane dokumentacije je bilo ugotovljeno, da je streha prezračevana in pokrita s korci. V prostoru, kjer je pisarna, je strop obložen z mavčno - kartonskimi ploščami in zapolnjen s toplotno izolacijo. Na južni strani ostrešja (na Sliki 2.5 označeno z modro) dostop do lesene konstrukcije ni bil možen, vendar se predvideva, da je sestava nosilne konstrukcije ostrešja enaka kot na severni strani. V sosednjem prostoru je bila opravljena meritev dimenzij špirovcev (na Sliki 2.5 označeno z rdečo), katerih prerez znaša 15 x 20 cm, z osno razdaljo 90 cm, kar so bili vhodni podatki za izračun ostrešja.

Različni izvedbi strehe imata tudi različne obtežbe, kar vpliva na izračun izkoriščenosti nosilnosti lesenih elementov. V nadaljevanju je predstavljen izračun za oba tipa obremenitve. Izračun je bil izveden za primer poševnega špirovca, ki poteka v severnem delu ostrešja od lege do slemena (na Sliki 2.5 označeno z zeleno oz. modro). Predelna stena se obravnava kot nenosilna, kar pomeni, da se v izračunu upošteva celotna dolžina špirovca.

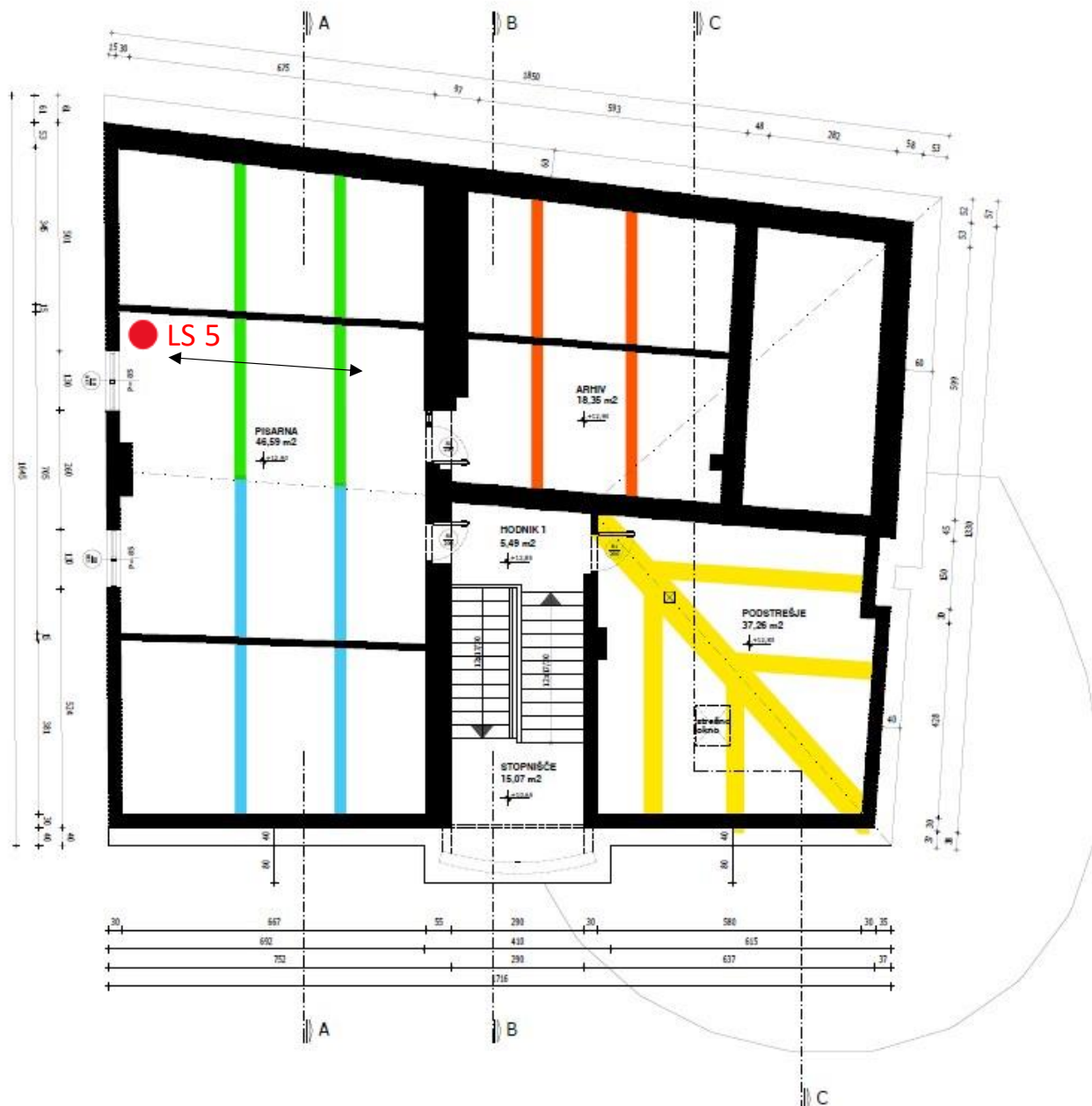
Stropne konstrukcije v starejšem delu stavbe so v osnovi sestavljene iz stropnikov na opredeljeni medsebojni razdalji, podložnih desk, lahkega estriha, ivernih plošč in parketa. Na nekaterih mestih je pod stropniki dodan še ometni opaž in omet na trstiki. Dimenzije stropnikov ter debelina betonskega estriha se razlikuje glede na razpon in nadstropje, kar je podrobneje predstavljeno v nadaljevanju (Razdelek 3.3). V prvem nadstropju se debelina estriha minimalno razlikuje glede na mesto odpiranja, kar je najverjetneje posledica izravnavanja končne višine tlakov na isto koto. V JV dozidku so stropne konstrukcije armiranobetonske.



Slika 2.3: Tloris prvega nadstropja, povzeto po dokumentaciji dostavljeni s strani naročnika. Na sliki so označene pozicije odpiranja lesenih stropov nad pritličjem.



Slika 2.4: Tloris drugega nadstropja, povzeto po dokumentaciji dostavljeni s strani naročnika. Na sliki je označena pozicija odpiranja lesenih stropov nad prvim nadstropjem.



Slika 2.5: Tloris mansarde, povzeto po dokumentaciji dostavljeni s strani naročnika. Na sliki je označena pozicija odpiranja lesenih stropov nad drugim nadstropjem. Z rumeno in rdečo so označeni pregledani elementi ostrešja, ki so bili dostopni. Z modro in zeleno je označen potek špirovcev, ki so obloženi z mavčno - kartonskimi ploščami.

3. STANJE OB PREGLEDU

3.1 Ostrešje – pregled z notranje strani

Vidni deli ostrešja so bili pregledani z notranjosti objekta. Pregled je bil možen v vzhodnem ter severnem delu ostrešja. V nadaljevanju so našteje glavne ugotovitve in pomanjkljivosti pri pregledu.

- V JV delu ostrešja je opazna diskoloracija lesene obloge pri oknu – najverjetneje posledica večkratne kratkotrajne izpostavitve dežju (ob pregledu je bilo strešno okno

odprto – Slika 3.1) in UV sevanja skozi okno. Obloga je v tem primeru nekonstrukcijski element, ki »ščiti« špirovce in ne vpliva na nosilno konstrukcijo.

- Nekaj opečnih planet med špirovci je sicer počenih (Slika 3.2), vendar ni sledov zamakanja.
- V severnem delu ostrešja ni bilo zaznanih pomanjkljivosti v leseni konstrukciji.
- Les v dostopnem in pregledanem delu ostrešja je zdrav in čvrst.



Slika 3.1: Odprto okno ob prihodu in diskoloracija lesene obloge pri oknu.



Slika 3.2: Počena opečna planeta.

3.2 Ocena nosilnosti strešne konstrukcije

Mehanska odpornost in stabilnost lesenega ostrešja je bila dokazana s kontrolo kritičnih konstrukcijskih elementov - lesenih špirovcev. Kontrole temeljijo na podatkih dokumentiranih ob pregledu nosilne konstrukcije na lokaciji. Kontrole so bile izvedene po trenutno veljavnih predpisih Evrokod. Analize so bile izvedene s programom RFEM v5. Izdelal se je linijski model lesenih elementov - špirovcev. Modelu je bila dodana stalna obtežba za primer, kjer so uporabljene opečne planete - varianta 1 (Slika 2.2 - levo ter z rumeno označeno na Sliki 2.5). Pri varianti 2, kjer so namesto opečnih planet uporabljene deske, je stalna obtežba manjša (Slika 2.2 - desno ter z rdečo označeno na Sliki 2.5). Pri določevanju linijske obtežbe je upoštevana osna razdalja med špirovci, ki znaša 0,9 m.

Stalna obtežba – varianta 1

g ₁ :	korci	0,28 kN/m ²
g ₂ :	opečne planete ca. 3 cm	0,30 kN/m ²
g ₃ :	mavčno-kartonske plošče 1,8 cm	0,11 kN/m ²
g ₄ :	izolacija 8 cm	0,04 kN/m ²
g ₅ :	špirovci	upoštevano v izrač. špirovcev
		g = 0,73 kN/m²

Stalna obtežba – varianta 2

g ₁ :	korci	0,28 kN/m ²
g ₂ :	deske 2,4 cm	0,10 kN/m ²
g ₃ :	mavčno-kartonske plošče 1,8 cm	0,11 kN/m ²
g ₄ :	izolacija 8 cm	0,04 kN/m ²
g ₅ :	špirovci	upoštevano v izrač. špirovcev
		g = 0,53 kN/m²

Snežna obtežba:

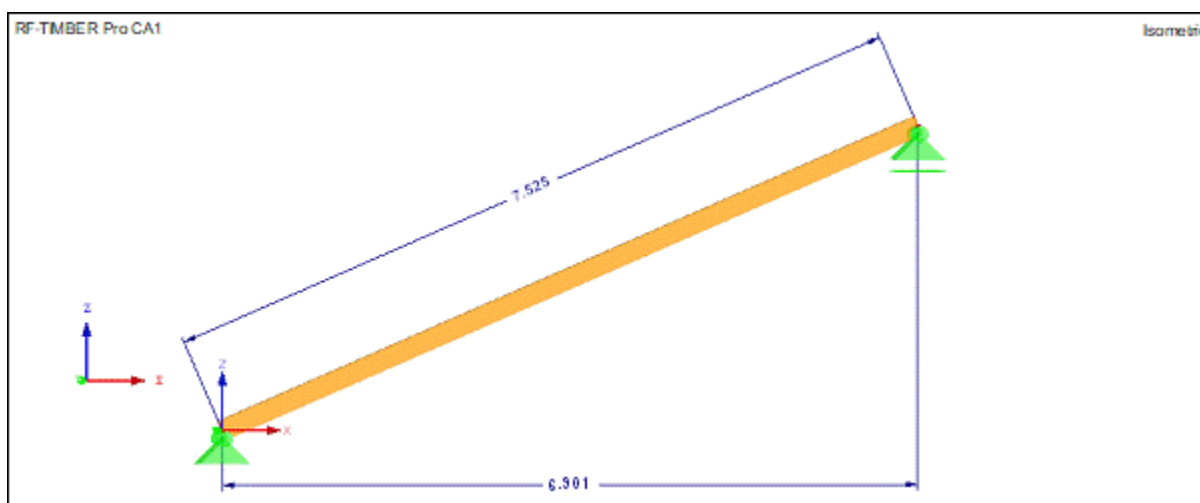
Cona, nadmorska višina objekta:	cona M1 , ca.	10 m n.m.v.
$s_k = 0,289 \times (1 + (A/452)^2) =$	$s_k =$	0,29 kN/m ²
koeficient izpostavljenosti C_e :		1,0
toplotni koeficient C_t :		1,0
oblikovni koeficient snega μ_1 :		0,8
s:	sneg	
$s = \mu \times C_e \times C_t \times s_k$	s =	0,23 kN/m²

Obtežba vetra:

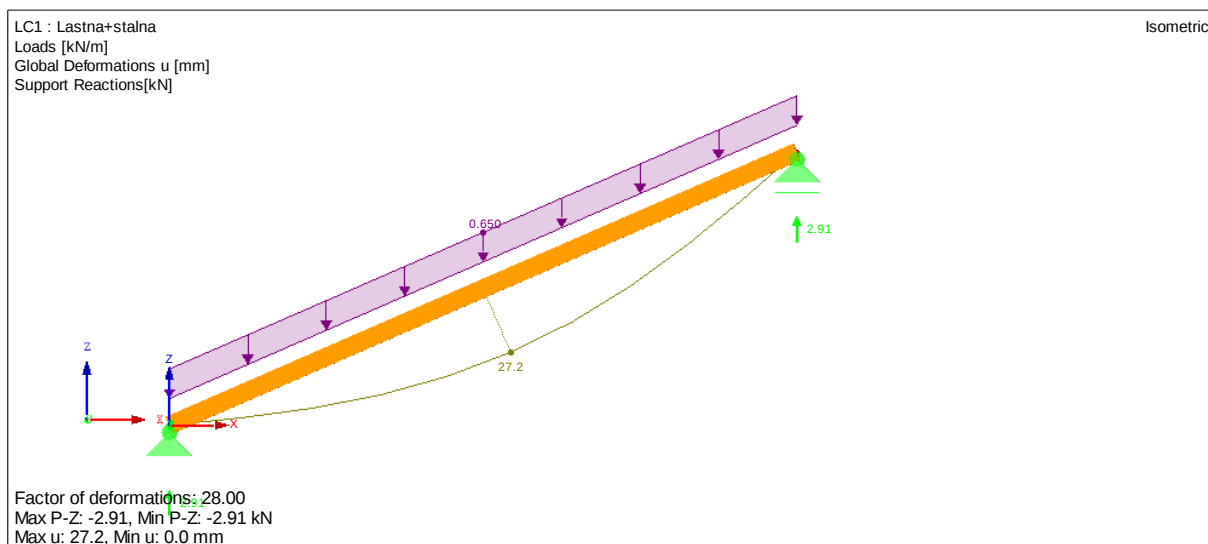
Obtežba vetra na streho (upoštevamo min. naklon do 15°):

V_{ref} :	cona 3	=	30,0 m/s
koeficient izpostavljenosti $C_e(z)$: (kategorija terena II)	višina ca. 8m		2
koeficient zunanjšega pritiska $C_{e(z),10}$:		=	0,1
koeficient zunanjšega pritiska $C_{e(z),10}$:		=	-0,8
koeficient zunanjšega pritiska C_{pi} :		=	$\pm 0,3$
gostota zraka:		$\rho =$	1,25 kN/m ³
$q_{ref} = \rho / 2 \times V_{ref}^2 =$			0.5625 kN/m ²

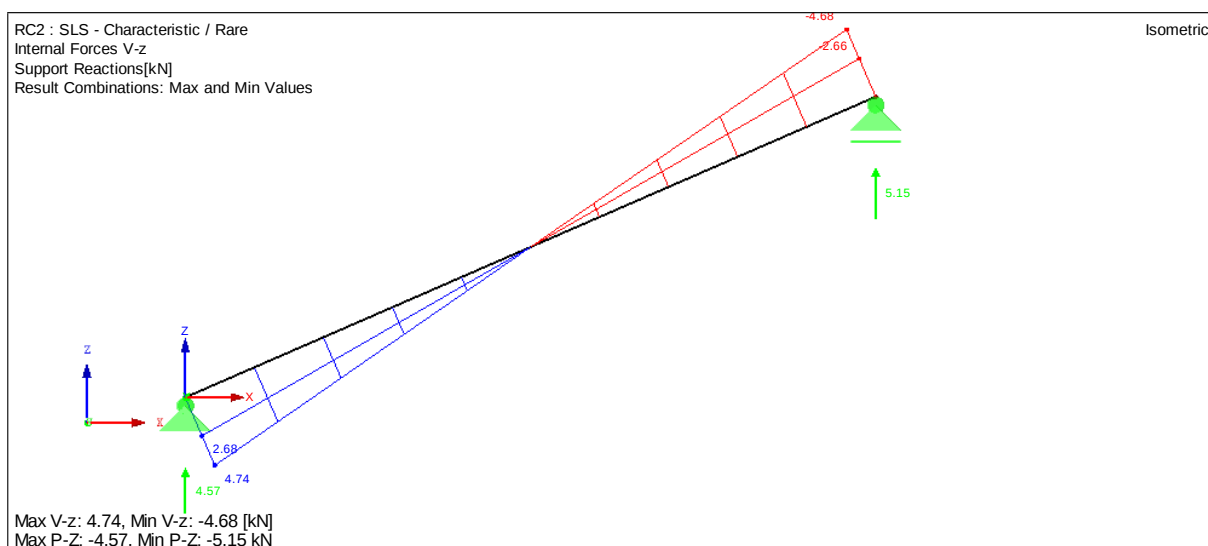
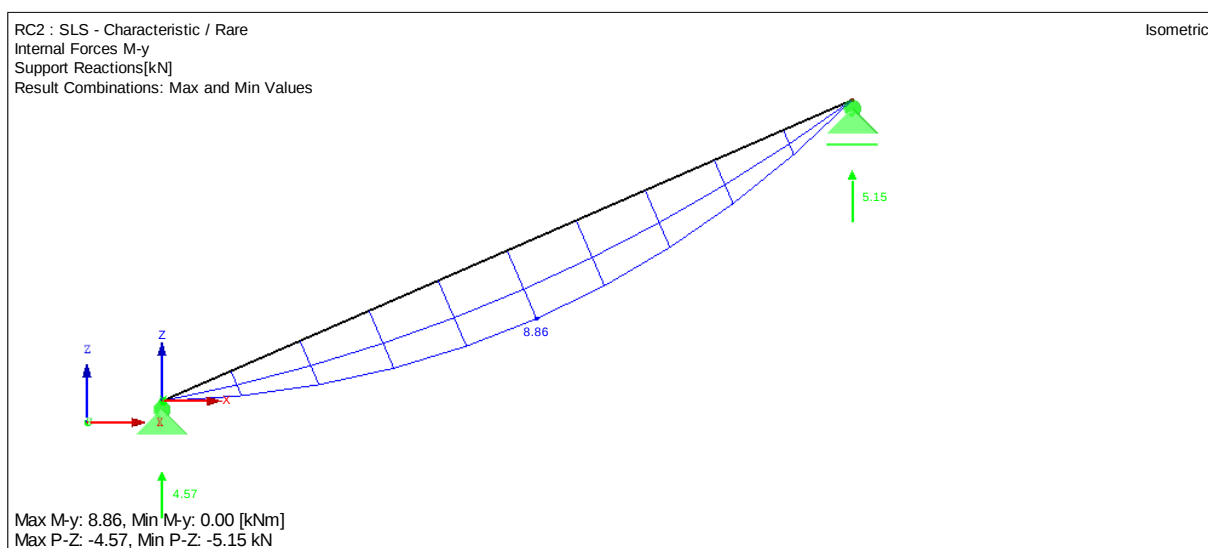
$w_e = q_{ref} \times C_e(z) \times (C_{pe,10} + C_{pi}) =$	-1,24 kN/m²	(navzgor)
$w_e = q_{ref} \times C_e(z) \times (C_{pe,10} + C_{pi}) =$	0,45 kN/m²	(navzdol)

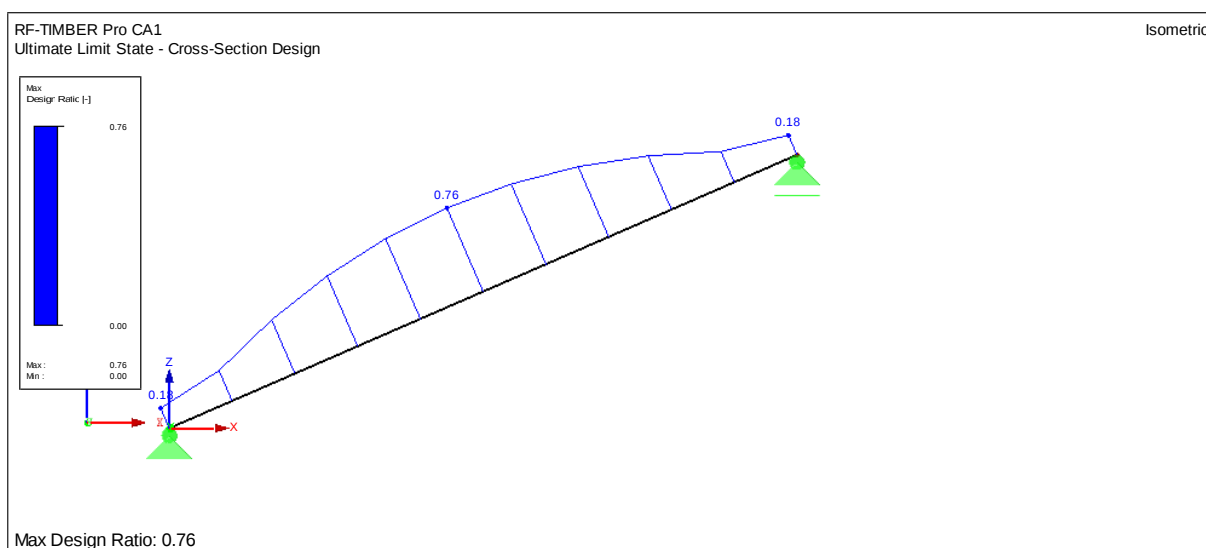


Slika 3.3: Statični model špirovca (dimenzije 15 x 20 cm, material: les C24).

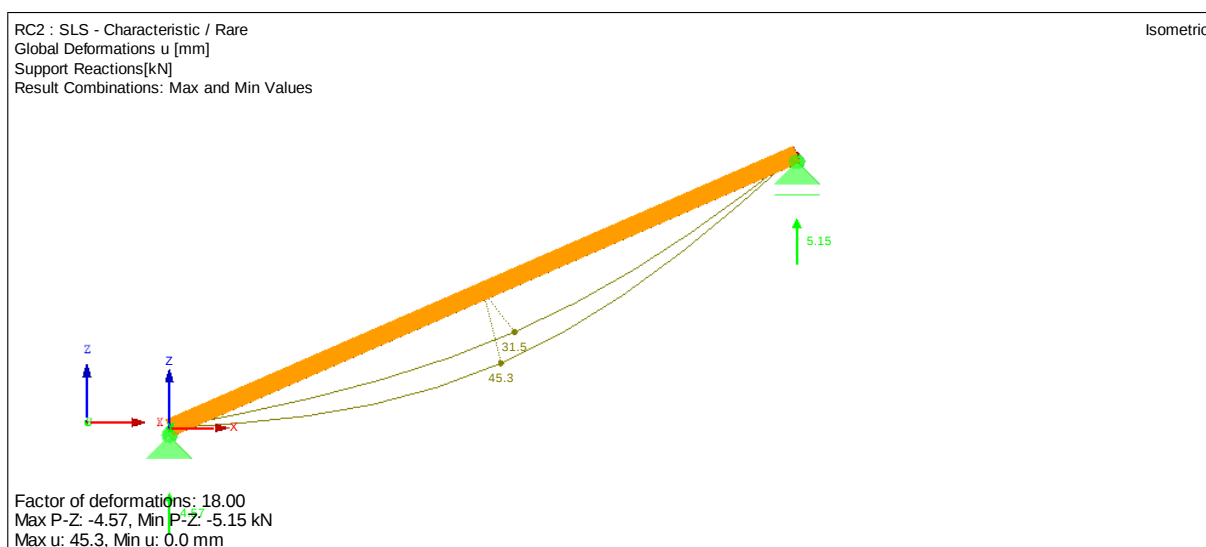


Slika 3.4: Lastna in stalna obtežba s prikazom nefaktoriranih reakcij in povesa.

Slika 3.5: Diagram prečnih sil za karakteristično obtežno kombinacijo (V_z).Slika 3.6: Diagram upogibnih momentov za karakteristično obtežno kombinacijo (M_y).



Slika 3.7: Diagram izkoriščenosti nosilnosti prečnega prereza v mejnem stanju nosilnosti (MSN), dimenzioniranje po EC5 (SIST EN 1995-1-1:2005 – *Evrokod 5*).



Slika 3.8: Povesi špirovca v mejnem stanju uporabnosti (MSU).

Komentar: Kontroli mejnega stanja nosilnosti in uporabnosti sta izvedeni po določilih standarda Evrokod 5 oz. EC5. Ugotovljeno je, da leseno ostrešje ustreza trenutni konfiguraciji v mejnem stanju nosilnosti - izkoriščenost nosilnosti znaša 0,78. Računsko določen poves ob karakteristični obtežbi znaša 45,3 mm, kar pomeni, da je za mejno stanje uporabnosti (karakteristična kombinacija obtežb, določena po standardu Evrokod 0 oz. EC0 (SIST EN 1990:2004) prekoračena meja kritičnega povesa za pogoj L/300 (25,1 mm), ustreza pa pogoju L/150 (50 mm). Priporoča se izvedba celovite statične preverbe strešne konstrukcije ob morebitni spremenjeni obtežbi zaradi menjave strehe oz. ob izvedeni (energetski) prenovi objekta.

3.3 Leseni stropovi – stanje pri pregledu

Vizualni pregled stropov s spodnje strani ni odkril mest večjih poškodb, z izjemo odpadlega ometa. Stropovi so relativno podajni, na mestih večjih razponov (dvorana v prvem nadstropju) je čutiti vibracije, zlasti na sredini razpona. Stropniki v večini primerov nalegajo na zid, pri nekaterih stropnikih je bil zaradi njihove neustrezne dolžine izveden menjalnik, to je povezava na sosednja dva stropnika (Slika 3.9).

Na izbranih mestih odpiranja, vključno na ležiščih, so stropniki zdravi in čvrsti, ni znakov napada insektov. Na bočnih ploskvah stropnikov se v večini primerov pojavljajo razpoke in sicer zaradi sušenja, ne pa zaradi preobremenitve.

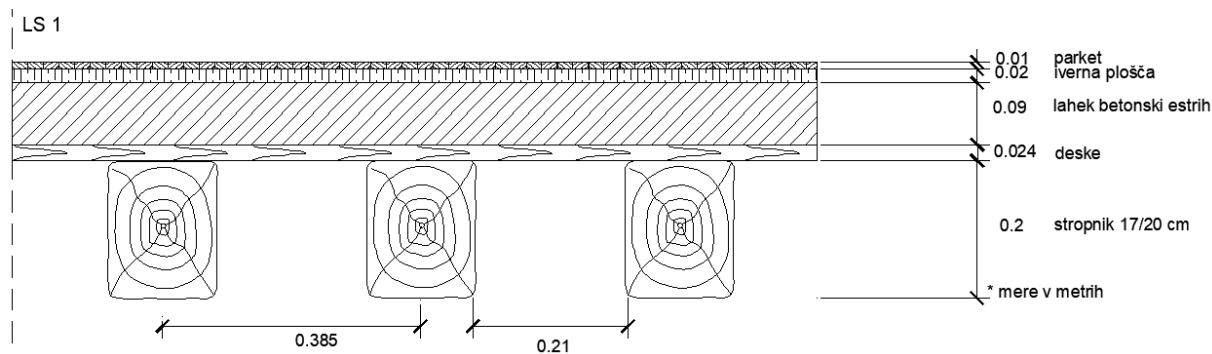


Slika 3.9: Izvedba menjalnika v stropni konstrukciji nad pritličjem.

3.4 Podrobnejši opis mest odpiranja

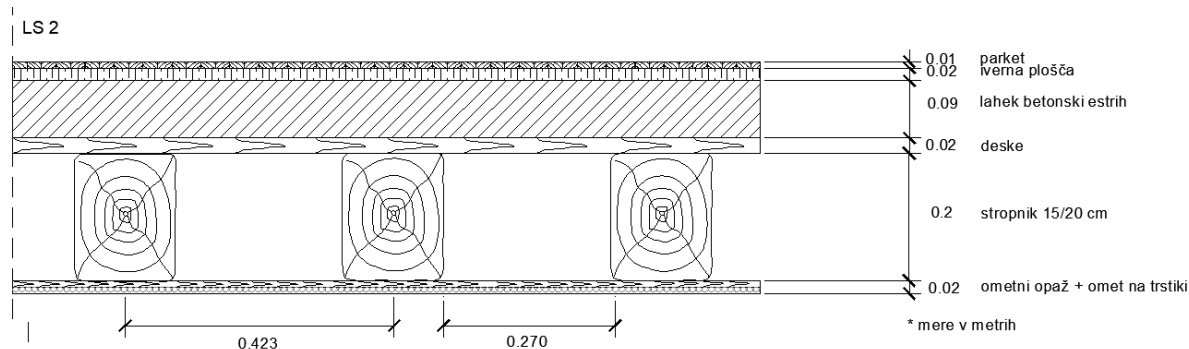
Votli leseni stropovi predstavljajo nosilne medetažne konstrukcije v starejšem delu objekta. Stropovi na mestih LS 2, LS 3 in LS 5 so s spodnje strani zaključeni z ometom na trstiki, na mestih LS 1 in LS 4 pa so stropniki vidni.

Mesta odpiranja LS 1, LS 2 in LS 3 se nahajajo v prvem nadstropju. Mesto odpiranja LS 1 se nahaja v vogalu dvorane v prvem nadstropju, neposredno pod oknom na JZ strani objekta. Ob odpiranju stropa se je pokazalo, da pohodno površino predstavlja parket debeline 1 cm, ki je z lepilom pritrjen na iverno ploščo debeline 2 cm. Pod iverno ploščo je položen lahek betonski estrih debeline 9 - 10 cm. Betonski estrih leži na deskah debeline ca 2,4 cm, ki so pritrjene na stropnike dimenzij ca $b \times h = 17 \times 20$ cm. Svetla razdalja med stropniki je bila izmerjena na več mestih iz česar smo nato določili povprečno osno razdaljo, ki znaša 38,5 cm. Svetli razpon stropnikov na mestu LS 1 znaša ca 6,2 m.

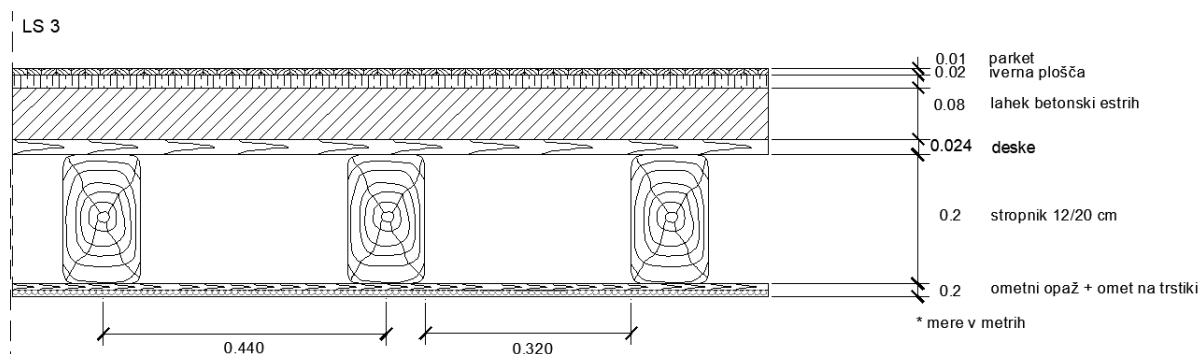


Slika 3.10: Prerez stropne konstrukcije na mestu odpiranja LS 1.

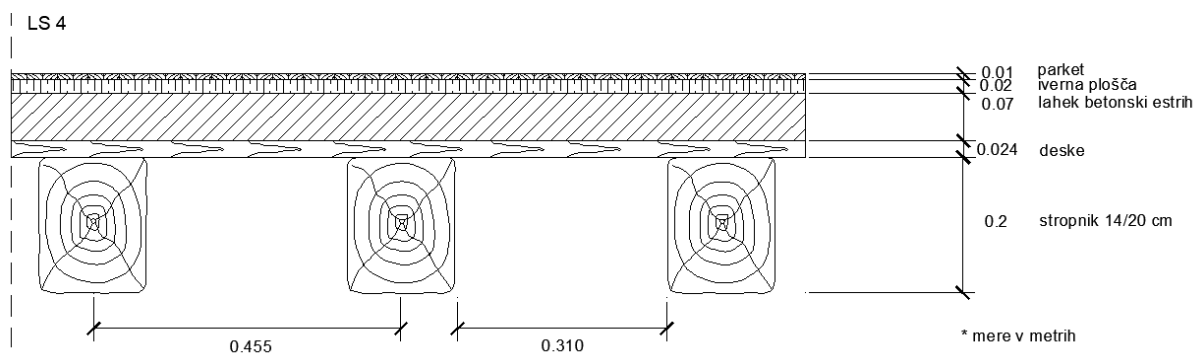
Mesto odpiranja LS 2 se nahaja v JZ vogalu t. i. »Dantejeve sobe« v prvem nadstropju. Sestava stropa je enaka kot v primeru LS 1, pri čemer je s spodnje strani dodan še ometni opaž in omet na trstiki v skupni debelini ca 2 cm. Ostala mesta odpiranja so pokazala, da je sestava stropov podobna kot v primeru LS 1 oz. LS 2, pri čemer se spreminjajo le dimenzije betonskega estriha in stropnikov ter osne razdalje med njimi. Mesto odpiranja LS 5 se razlikuje v izvedbi pohodne površine, kjer je masiven smrekov parket položen neposredno na estrih, brez vmesne iverne plošče. Svetel razpon vsakega stropa je naveden v Tabeli 2, smer stropnikov na mestih odpiranja pa je s črno puščico prikazana na Slikah od 2.3 do 2.5.



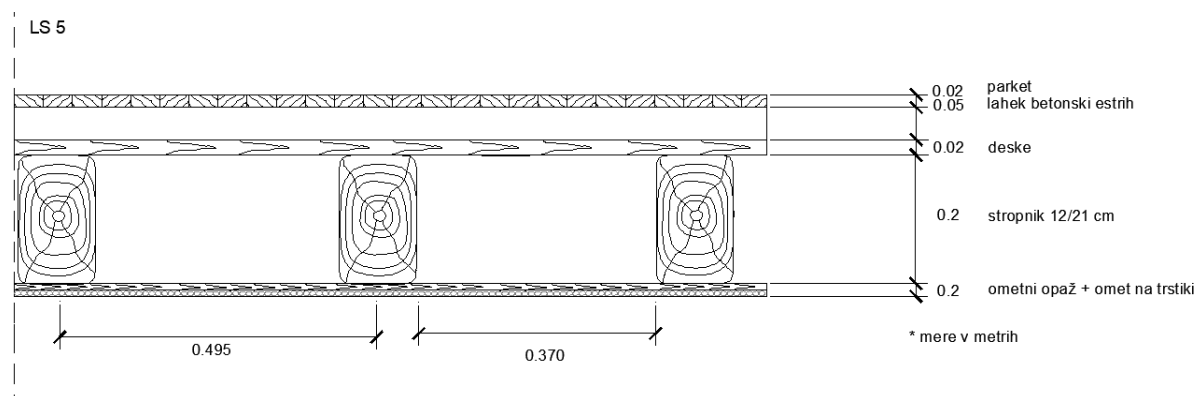
Slika 3.11: Prerez stropne konstrukcije na mestu odpiranja LS 2.



Slika 3.12: Prerez stropne konstrukcije na mestu odpiranja LS 3.



Slika 3.13: Prerez stropne konstrukcije na mestu odpiranja LS 4.



Slika 3.14: Prerez stropne konstrukcije na mestu odpiranja LS 5.



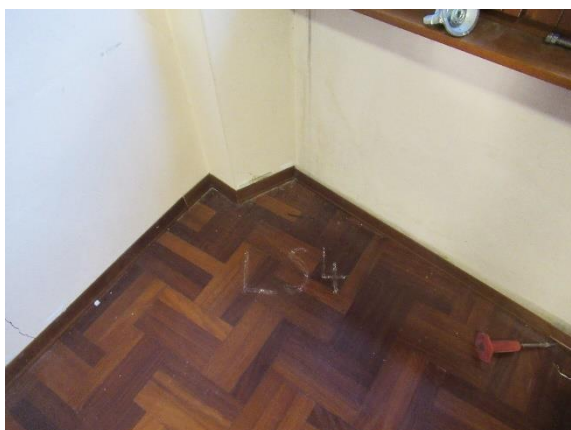
Slika 3.15: Pregledno mesto LS 1. Deske nad stropniki, lahek betonski estrih, iverna plošča in parket.



Slika 3.16: Pregledno mesto LS 2. Ometani leseni strop, stropniki, deske nad stropniki, lahek betonski estrih, iverna plošča in parket.



Slika 3.17: Mesto odpiranja LS 3. Ometani leseni strop, stropniki, deske nad stropniki, lahek betonski estrih, iverna plošča in parket.



Slika 3.18: Mesto odpiranja LS 4. Deske nad stropniki, lahek betonski estrih, iverna plošča in parket.



Slika 3.19: Mesto odpiranja LS 5. Ometani leseni strop, stropniki, deske nad stropniki, lahek betonski estrih, deske - zaključni sloj.

3.5 Ocena nosilnosti stropnih konstrukcij

Nosilnost pregledane stropne konstrukcije je bila ugotovljena ob upoštevanju določil evropskega standarda za načrtovanje lesenih konstrukcij Evrokod 5 oz. EC5. Pri tem so bili upoštevani vplivi na konstrukcijo kot jih določa standard Evrokod 1 oz. EC1 (SIST EN 1991-1-1:2004).

Izračun je izdelan za vseh pet mest odpiranja, upoštevane so izmerjene dimenzije stropnikov na preglednem mestu. V računu se upošteva povprečna višina obeh (oz. vseh) stropnikov, vidnih na mestu odpiranja. Kot razpon se upošteva 5 % povečan svetli razpon. Uporabljena je bila ocena, da les stropnikov ustreza trdnostnemu razredu C24 po SIST EN 338.

Tabela 1: Sestave stropnih konstrukcij - lastna teža.

LS 1	debelina / višina [m]	prostorninska teža [kN/m³]	obtežba [kN/m²]	obtežba na m' [kN/m]
stropniki (masiven strop)	0,0905	4,2	0,38	0,15
deske	0,024	4,2	0,10	0,04
lahek betonski estrih	0,09	7,5	0,68	0,26
iverna plošča	0,02	5,5	0,11	0,04
parket	0,01	5,5	0,06	0,02
		skupaj	1,32	0,51

LS 2	debelina / višina [m]	prostorninska teža [kN/m³]	obtežba [kN/m²]	obtežba na m' [kN/m]
omet + trstika	0,02	15	0,30	0,13
stropniki (masiven strop)	0,0740	4,2	0,31	0,13
lahek betonski estrih	0,09	7,5	0,68	0,29
deske	0,02	4,2	0,08	0,04
iverna plošča	0,02	5,5	0,11	0,05
parket	0,01	5,5	0,06	0,02
		skupaj	1,53	0,65

LS 3	debelina / višina [m]	prostorninska teža [kN/m³]	obtežba [kN/m²]	obtežba na m' [kN/m]
omet + trstika	0,02	15	0,30	0,13
stropniki (masiven strop)	0,0545	4,2	0,23	0,10
lahek betonski estrih	0,08	7,5	0,60	0,26
deske	0,024	4,2	0,10	0,04
iverna plošča	0,02	5,5	0,11	0,05
parket	0,01	5,5	0,06	0,02
		skupaj	1,39	0,61

LS 4	debelina / višina [m]	prostorninska teža [kN/m³]	obtežba [kN/m²]	obtežba na m' [kN/m]
stropniki (masiven strop)	0,0669	4,2	0,28	0,13
deske	0,024	4,2	0,10	0,05
lahek betonski estrih	0,07	7,5	0,53	0,24
iverna plošča	0,02	5,5	0,11	0,05
parket	0,01	5,5	0,06	0,03
		skupaj	1,07	0,49

LS 5	debelina / višina [m]	prostorninska teža [kN/m³]	obtežba [kN/m²]	obtežba na m' [kN/m]
omet + trstika	0,02	15	0,30	0,15
stropniki (masiven strop)	0,0543	4,2	0,23	0,11
lahek betonski estrih	0,05	7,5	0,38	0,19
deske	0,02	4,2	0,08	0,04
parket	0,02	4,2	0,08	0,04
		skupaj	1,07	0,53

Tabela 2: Geometrijske in materialne karakteristike stropnikov.

mesto	b* [m]	h* [m]	e [m]	l ₀ [m]	l [m]	I [m ⁴]	W [m ³]	A _s [m ²]
LS 1	0,170	0,205	0,385	6,19	1,05	6,5016	0,000122	0,001191
LS 2	0,153	0,205	0,423	6,12	1,05	6,426	0,000109	0,001068
LS 3	0,120	0,200	0,440	2,70	1,05	2,835	0,00008	0,0008
LS 4	0,145	0,210	0,455	6,33	1,05	6,6465	0,000112	0,001066
LS 5	0,125	0,215	0,495	6,65	1,05	6,9825	0,000104	0,000963

OP.: b* ... povprečna širina stropnikov na mestu odpiranja

h* ... povprečna višina stropnikov na mestu odpiranja

e ... osni razmik med stropniki

l₀ ... svetli razpon

l ... računska dolžina stropnika

elastični modul	E _{0,mean}	11000	N/mm ²
trajni elastični modul (=E _{0,mean} /(1+k _{def}))	E _{0,mean,fin}	6875	N/mm ²
karakteristična upogibna trdnost	f _{m,k}	24	N/mm ²
karakteristična strižna trdnost	f _{v,k}	4	N/mm ²
modifikacijski faktor – trajna obtežba	k _{mod,t}	0,6	
modifikacijski faktor – srednje trajna obtežba	k _{mod,s}	0,8	
deformacijski faktor	k _{def}	0,6	
materialni varnostni faktor	γ _M	1,3	
varnostni faktor – stalna obtežba	γ _G	1,35	
varnostni faktor – spremenljiva obtežba	γ _P	1,5	
uporabnostni razred		1. razred	

Mejno stanje nosilnosti:

- Računska trdnost: $X_d = k_{mod} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M}$
- Računska (projektna) upogibna obremenitev: $M_{d,q} = \frac{q'l^2}{8}$; $M_{d,Q} = \frac{Q_k l}{4}$ (za konc. obtežbo)
- Računska (projektna) strižna obremenitev: $V_{d,q} = \frac{q'l}{2}$; $V_{d,Q} = \frac{Q_k}{2}$ (za konc. obtežbo)
- Računska (projektna) upogibna nosilnost: $M_{R,d} = f_{m,d} \cdot W$
- Računska (projektna) strižna nosilnost: $V_{R,d} = f_{v,d} \cdot A_s$

Tabela 3: Projektne trdnosti in karakteristične nosilnosti.

računska upogibna trdnost (k _{mod} = 0,80)	f _{m,d,1}	14,77	N/mm ²
računska upogibna trdnost (k _{mod} = 0,60)	f _{m,d,2}	11,08	N/mm ²
računska strižna trdnost (k _{mod} = 0,80)	f _{v,d,1}	2,46	N/mm ²
računska strižna trdnost (k _{mod} = 0,60)	f _{v,d,2}	1,85	N/mm ²

OP: V nadaljevanju so predstavljeni le rezultati za kombinacijo stalne in koristne obtežbe (k_{mod} = 0,8), saj se ta obtežni primer izkaže kot merodajni.

Tabela 4: V izračunih uporabljene vrednosti koristne obtežbe.

	Kategorija koristne obtežbe	Obtežba [kN/m ²]	Obtežba [kN]
LS 1	C2: skupščinske dvorane	4	4,0
LS 2	B: pisarne	3	4,5
LS 3	B: pisarne	3	4,5
LS 4	C1: površine z mizami	3	4,0
LS 5	B: pisarne	3	4,5

Tabela 5: Mejno stanje nosilnosti.

mesto odpiranja konstrukcije	obtežba	M _{d,q} , M _{d,Q}	M _{R,d}	izkorišč.	V _{d,q} , V _{d,Q}	V _{R,d}	izkorišč.
		[kNm]	[kNm]		[kN]	[kN]	
LS_1	razporejena	15,83	17,59	0,90	9,74	57,19	0,17
LS_1	točkovna	13,38	17,59	0,76	5,23	57,19	0,09
LS_2	razporejena	14,33	15,78	0,91	8,92	51,30	0,17
LS_2	točkovna	15,36	15,78	0,97	6,19	51,30	0,12
LS_3	razporejena	2,82	11,82	0,24	3,98	39,38	0,10
LS_3	točkovna	5,62	11,82	0,48	4,55	39,38	0,12
LS_4	razporejena	14,94	15,74	0,95	8,99	49,97	0,18
LS_4	točkovna	13,61	15,74	0,86	5,19	49,97	0,10
LS_5	razporejena	17,94	14,22	1,26	10,28	44,10	0,23
LS_5	točkovna	16,14	14,22	1,14	5,87	44,10	0,13

Ugotovljeno je bilo, da v trenutnem stanju in z upoštevanjem izbrane koristne obtežbe (Tabela 4) stropne konstrukcije na mestih nad pritličjem v primeru LS 1, LS 2 in LS 3 ter nad prvim nadstropjem v primeru LS 4 ustrezajo kriterijem za mejno stanje nosilnosti (MSN). Na mestih LS 2 in LS 4 so vrednosti na zgornji meji dopustnih, medtem ko v primeru stropnih konstrukcij nad drugim nadstropjem strop LS 5 ne ustreza MSN - računska upogibna nosilnost stropnikov na preglednem mestu LS 5 izkazuje izkoriščenost 1,26 (Tabela 5). V primeru predelave podstrešnih prostorov oz. povečane obtežbe je treba izpostaviti, da je stropne konstrukcije nad drugim nadstropjem potrebno ponovno računsko preveriti za prenos dodatne obtežbe. Razlog za neizpolnjevanje kriterija na preglednem mestu LS 5 izvira iz povečane računske koristne obtežbe (v primerjavi z obtežbo, ki se je upoštevala v času gradnje).

Mejno stanje uporabnosti:

Pri iz vrednotenju mejnega stanja uporabnosti so upoštevane spodnje dopustne mejne vrednosti in končnih upogibov, to je $l/150$ (OP: standard dopušča izbiro tudi drugačnih - strožjih kriterijev).

$$\text{Končni pomik: } w_{\text{fin}} = \frac{5 \cdot (q_g + q_p) \cdot l^4}{384 \cdot E_{\text{mean,fin}} \cdot I}, \quad w_{\text{fin}} = \frac{5 \cdot q_g \cdot l^4}{384 \cdot E_{\text{mean,fin}} \cdot I} + \frac{Q_k \cdot l^3}{48 \cdot E_{0,\text{mean}} \cdot I} \quad (\text{konc. obtežba})$$

V splošnem je ugotovljeno, da le strop LS 3 zadošča izbranemu kriteriju za mejno stanje uporabnosti (MSU). Pri ostalih stropovih je presežena predvsem vrednost izkoriščenosti za razporejen tip obtežbe, največ za strop LS 5, ki že sicer ne izpolnjuje kriterijev za MSN. Stropova LS 2 in LS 4 presegata dopustne vrednosti za oba tipa obtežbe. Za strop LS 1 je presežena vrednost za razporejen tip obtežbe, pri točkovnem pa so te vrednosti v okviru dopustnih.

Tabela 6: Mejno stanje uporabnosti

mesto odpiranja konstrukcije	obtežba	$W_{fin,q}, W_{fin,Q}$	W_{fin}	izkoriščenost
		[m]	[m]	
LS_1	razporejena	0,057	0,043	1,31
LS_1	točkovna	0,041	0,043	0,96
LS_2	razporejena	0,057	0,043	1,32
LS_2	točkovna	0,052	0,043	1,22
LS_3	razporejena	0,003	0,019	0,16
LS_3	točkovna	0,005	0,019	0,26
LS_4	razporejena	0,061	0,044	1,38
LS_4	točkovna	0,048	0,044	1,08
LS_5	razporejena	0,088	0,047	1,88
LS_5	točkovna	0,068	0,047	1,46

4. ZAKLJUČKI

4.1 Pregled in ocena stanja ostrešja

Po pregledu in oceni stanja ostrešja lahko zaključimo, da so elementi strešne konstrukcije v splošnem v dobrem stanju. Pri pregledu sta bili identificirani dve različni izvedbi strehe, kar vpliva na obtežbo lesene nosilne konstrukcije. Na podlagi zbranih podatkov je bila izvedena računska analiza špirovcev na delu strehe z večjo obtežbo. Rezultati računske analize kažejo na to, da nosilni elementi ostrešja zadostujejo pogojem mejnega stanja nosilnosti in mejnega stanja uporabnosti za kriterij L/150.

4.2 Pregled in ocena stanja lesenih stropov

Votli leseni stropovi predstavljajo nosilne medetažne konstrukcije v starejšem delu objekta. V splošnem so lesene stropne konstrukcije v dobrem stanju, ni vidnih mest zamakanja, prav tako na lokaciji preglednih mest ni evidentiranih poškodb.

Kriterija mejnega stanja nosilnosti ne izpolnjuje strop nad drugim nadstropjem (LS 5), katerega izkoriščenost je 1,26. Pri izračunu je bil upoštevan tip obremenitve B - pisarne. Na tem preglednem mestu ni izpolnjen kriterij mejnega stanja uporabnosti oz. končni pov. Izkoriščenost znaša 1,88.

V dvorani nad pritličjem je bil izmerjen največji razpon stropnikov, kar predvsem vpliva na vibracije. Kriterij MSN je izpolnjen. Kriteriju omejitve pov. (MSU) v celoti zadostuje le mesto odpiranja LS 3, medtem ko MSU ne zadostujejo stropne konstrukcije na mestu LS 1, LS 2 in LS 4.

Trenutno veljavne zahteve standardov za načrtovanje gradbenih konstrukcij so precej strožje kot so bile v času gradnje, predelav in obnov obravnavane stavbe, kar se posledično izkaže v preseženi vrednosti mejnega stanja nosilnosti na enem preglednem mestu (LS 5) in mejnega stanja uporabnosti na več preglednih mestih (LS 1, LS 2, LS 4 in LS 5).

Priporočamo, da se v primeru prenove stavbe izvede sanacija stropnih konstrukcij z namenom zagotovitve večje nosilnosti predvsem pa togosti stropnih konstrukcij, zlasti v dvorani nad pritličjem in v mansardi.

Pri odločitvah glede stropne konstrukcije je nujno treba upoštevati tudi zahteve ki izhajajo iz analize stanja zidovja (zagotovitev diafragme oz. ustrezne povezanosti nosilnih zidov).

Pripravila:

dr. Boris Azinović, univ. dipl. inž. grad.

Martin Capuder, mag. inž. les.

Priloga E:
Geološko-geomehansko poročilo

ODDELEK ZA GEOTEHNIKO IN PROMETNICE

Odsek za geotehniko

POROČILO
1043/23-710-2

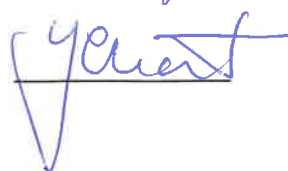
o sestavi in nosilnosti temeljnih tal ter pregledu
obstojećih temeljev palače Gravisi Buttorai v Kopru
na naslovu ul. Osvobodilne fronte 10, Koper

Naročnik: **Zavod za gradbeništvo Slovenije, SM 610, Odsek za stavbe in potresno
inženirstvo, Dimičeva ulica 12, Ljubljana**

Naročilo: **Interno št.: 62/2024 z dne 25.1.2024**

Nosilec naloge: **Martin Pograjc, univ. dipl. inž. geol.**

Vodja enote: **dr. Stanislav Lenart, univ. dipl. inž. grad.**

Datum: **16.4.2024**

Poročilo so interno pregledale in odobrile vse navedene osebe, kar potrjuje končni elektronski podpis.
Preverjanje pristnosti dokumenta: www.zag.si/pristnost

Rezultati preskušanja se nanašajo izključno na preskusne primerke. Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.
Rok za reklamacije je 15 dni od izdaje poročila. Skupno število strani: 15; število prilog: 2.



Vsebina

1. Uvod.....	4
2. Sestava tal obravnavanega območja in osnovni hidrogeološki podatki.....	6
2.1 Sondažni izkopi.....	6
2.1.1 Meritve z dinamično ploščo	8
2.1.2 Laboratorijske preiskave	8
2.2 Geološka in geomorfološka zgradba območja	11
2.3 Osnovni hidrološki podatki.....	11
2.4 Seizmičnost terena.....	11
3. Ugotovitve ob pregledu pritličnih prostorov ter okolice objekta.....	12
4. Obstoječe temeljenje in kontrola nosilnosti skladno z EC7	13
5. Predlog sanacije temeljev.....	14
6. Zaključek.....	14
Priloge.....	15

Kazalo slik

Slika 1: Ortofotoposnetek obravnavanega območja (vir: http:// https://gis.iobcina.si)	4
Slika 2: tloris pritličja z označenima lokacijama sondažnih izkopov (vir: projektna dokumentacija – posnetek, februar 2024).....	6
Slika 2: Prerez sondažnega izkopa S-1, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 47761d-19).....	8
Slika 3: Material iz sondažnega izkopa S-1, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 47761d-19)	8
Slika 5: Kamniti bloki z opeko, sondažni izkop S1, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 47761d-09)	8
Slika 6: Po odstranitvi opeke, ni vidne injekcijske mase. Izkop S-1, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 47761d-16).....	8
Slika 7: Sondažni izkop S-2, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 44685d-48).....	10
Slika 8: Sondažni izkop S-2, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 44685d-52).....	10
Slika 10: Neustrezno sanirana odprtina v zidu, ki je nastala ob prebijanju za izvedbo odtočne cevi. S-2, 17. 1. 2024	10
Slika 11: Vidna prekinjena vodovodna cev. S-2, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 44685d-46).....	10
Slika 12: Izsek iz geološke karte »Trst« z legendo in označenim obravnavnim območjem. ..	11

Kazalo preglednic

Preglednica 1: Profil sondažnega izkopa S-1: temeljna tla	7
Preglednica 2: Profil sondažnega izkopa S-1 : temelj	7
Preglednica 3: Rezultati preiskav.	9
Preglednica 4: Profil sondažnega izkopa S-2.	9

1. Uvod

Samoupravna skupnost italijanske narodnosti Koper je pri Zavodu za gradbeništvo Slovenije naročila izdelavo potresne analize za stavbo Palača Gravis Buttorai, na naslovu Ulica osvobodilne fronte 10 v Kopru.

V okviru naloge smo skladno s pogodbo izvedli geomehanski ogled objekta z dvema izkopoma v starejšem delu stavbe. Izkopa sta bila izvedena ročno v notranjosti stavbe ob kamnitih temeljih. Pripravili smo geomehansko poročilo o sestavi temeljnih tal, stanju temeljev in nosilnosti temeljev, ki bo služilo za potrebe potresne analize.

Pregled zgornjega dela nosilne konstrukcije (nosilnih zidov in medetažnih konstrukcij) so opravili v Odseku za stavbe in potresno inženirstvo.

Uporabljena dokumentacija v poročilu katero smo pridobili s strani naročnika:

- lit. 1: Tloris pritličja – posnetek, Koordinata d.o.o., št. projekta 004/24 MM, februar 2024,
- lit. 2: Prerez A-A – posnetek, Koordinata d.o.o., št. projekta 004/24 MM, februar 2024.

Stavba se nahaja v osrednjem delu starega mestnega jedra Koper. Območje je gosto poseljeno. Stavba je z vseh strani obdana s pozidanimi površinami: sosednje stavbe, tlakovane ceste, tlakovano dvorišče. V zahodnem delu je stavba združena s sosednjo stavbo. Za večja gospodarska in tovorna vozila je zaradi ozkih ulic dostop omejen.

Po dostopnih podatkih je bila stavba zgrajena leta 1664, prvotni načrt stavbe ni bil nikoli dokončan, saj desno krilo stavbe ni bilo zgrajeno. Od leta 1664 se je v stavbi izvedlo več renovacij in adaptacij. Stavba je uvrščena na seznam profane kulturne dediščine. Trenutno so prostori v pritličju namenjeni gostinski dejavnosti in kulturi ter razvedrilu. Ostali prostori, ki se uporabljajo v stavbi so namenjeni poslovnim rabam. Stanovanj v stavbi ni. Stavba ni podkletena. V skladišču (v načrtu - slika 2 je ta prostor naveden kot klet, ta izraz bo uporabljen nadalje v poročilu) in v kurilnici so na zidu vidne posledice vlage. V vseh etažah stavbe so na zidovih vidne razpoke.



Slika 1: Ortofotoposnetek obravnavanega območja (vir: <http://gis.iobcina.si>)

Obravnavana stavba je sledeče etažnosti:

- pritličje (iz pritličja je iz večih prostorov možen prehod na dvorišče),
- prvo nadstropje,
- drugo nadstropje,
- mansarda.

Sprva je bil načrtovan pregled temeljev starejšega in novejšega dela stavbe. Izkop v novejšem delu naj bi se izvedel med stopnicami in barom. Zaradi nedostopnosti in bistveno manjši prisotnosti razpok na zidovih novejšega dela stavbe je bilo po dogovoru z naročnikom sklenjeno, da se izkop na območju novejšega dela stavbe opusti. Namesto izkopa v novejšem delu stavbe smo izvedli dodaten izkop v starejšem delu stavbe.

Za potrebe izdelave geomehanskega poročila smo pregledali vso dostopno dokumentacijo, izvedli ročna sondažna izkopa z meritvami nosilnosti zemljine ob temelju starejšega dela stavbe ter si ogledali vplivno okolico stavbe. Odvzet je bil vzorec temeljnih tal namenjen za preiskave strižne trdnosti.

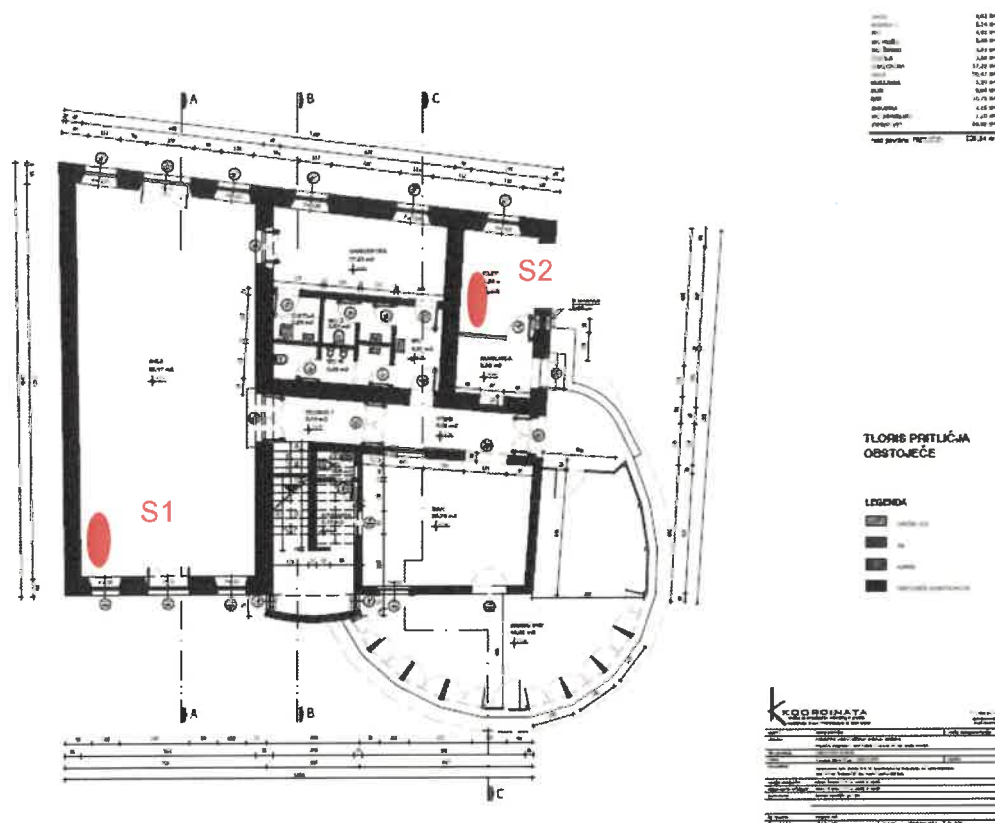
Splošni podatki o stavbi

Obravnavana stavba je nepravilnega tlorisa. Stavba sestoji iz starejše osnove in dozidka na jugovzhodnem delu stavbe, ki je bil izveden leta 1969. Na JV delu stavbe se nahaja zimski vrt polkrožne oblike.

- Stavba (zimski ni vključen) je približnih dimenzij:

- pritličje , nadstropji in mansarda : 15,45 x 17,87 m.

Pritlična etaža je od nivoja ceste na vzhodni strani (vhod v stavbo pri gostinskem lokalu) dvignjena s stopniščem (3 stopnice), na severni strani tik ob tlakovani cesti pa z eno stopnico. Nivo terena je na območju stavbe raven, ni bistvenih sprememb naklona. Starejši del stavbe je plitvo temeljen na kamnitih pasovnih temeljih.



Slika 2: tloris pritličja z označenima lokacijama sondažnih izkopov (vir: projektna dokumentacija – posnetek, februar 2024)

2. Sestava tal obravnavanega območja in osnovni hidrogeološki podatki

Predstavnika Zavoda za gradbeništvo Slovenije sta dne 17. 1. 2024 opravila terenski geomehanski ogled na navedeni lokaciji in v bližnji okolici (fotografije lokacije in okoliškega terena so hranjene na fotoportalu ZAG z oznako 47761d), z namenom ugotovitve sestave temeljnih tal obravnavanega območja ter stanja temeljev.

2.1 Sondažni izkopi

Sondažna izkopa sta bila izvedena v pritličju. Prvi izkop je bil izveden v avli oz. galeriji ob zahodni zunanji steni, ki meji na sosednji objekt. Drugi izkop je bil izveden v »kleti« na vzhodni strani objekta ob notranji steni, prostor je namenjen skladiščenju. Lokaciji izkopov sta označeni na sliki 2. Prvi izkop (S-1) je bil izveden do nivoja dna temeljenja, pri drugem izkopu (S-2) dna temeljna nismo dosegli, ker smo naleteli na vodovodno in električno napeljavo. V izkopu S-1 smo odvzeli vzorec temeljnih tal za laboratorijske preiskave. Na dnu izkopa S-1 smo izvedli meritve nosilnosti tal z dinamično ploščo.

Ogled je bil opravljen v deževnem in hladnem vremenu, predhodne dni je bilo vreme podobno.

Sondažni izkop S-1 (globine so podane glede na višino pohodnih tal):

Sondažni izkop S-1 je bil izveden do globine ~ 1,7 m od kote pohodne površine – talne plošče (slika 2 in Slika 3). Sestava temeljnih tal je podana v Preglednica 1. Sestava temelja je podana v preglednici 2.

Dotoka talne vode v izkopu nismo ugotovili. Zemljina je bila na dnu izkopa vlažna.

Preglednica 1: Profil sondažnega izkopa S-1: temeljna tla

Plast	Globina plasti [m]	USCS klasifikacija	Opis zemljine/materiala (brava, vrsta, konsistenca, vlažnost)
1	0,00 – 0,01	-	Keramične ploščice
2	0,01 – 0,10		Estrih
3	0,10 – 0,11		Pena + PVC
4	0,11 – 0,20		Podložni beton
5	0,20 – 0,40	UN	Umetno nasutje meljastega peščenega grušča z delci opeke ($\phi_{\max} = 60$ mm)
6	0,40 – 0,80	UN	Umetno nasutje temno rjavega meljastega peščenega proda z delci opeke ($\phi_{\max} = 120$ mm)
7	0,80 – 1,70	UN	Umetno nasutje svetlo rjavega peščenega grušča z delci opeke ($\phi_{\max} = 120$ mm)
8	1,70	GC-GM	Glineno meljast grušč, vlažen

Preglednica 2: Profil sondažnega izkopa S-1 : temelj

Plast	Globina plasti [m]	USCS klasifikacija	Opis zemljine/materiala (brava, vrsta, konsistenca, vlažnost)
1	0,00 – 0,80		Kamniti bloki in opeka. Med bloki je vidno vezivo - malta
2	0,80 – 1,7		Kamniti bloki, opeka ni več prisotna, bloki so različnih dimenzij.
3	1,7	GC-GM	Temeljna tla : glineno meljast grušč, vlažen



Slika 2: Prerez sondažnega izkopa S-1, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 47761d-19)



Slika 3: Material iz sondažnega izkopa S-1, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 47761d-19)



Slika 5: Kamniti bloki z opeko, sondažni izkop S1, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 47761d-09)



Slika 6: Po odstranitvi opeke, ni vidne injekcijske mase. Izkop S-1, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 47761d-16)

2.1.1 Meritve z dinamično ploščo

Na globini 1,7 metra smo v sondažnem izkopu S-1, izvedli meritve z dinamično ploščo, z namenom ugotovitve nosilnosti temeljnih tal. E_{vd} je znašal 20,31 MPa. Iz izmerjenih dinamičnih deformacijskih modulov na temeljnih tleh ocenjujemo vrednost $CBR_2 \approx 3 \%$.

2.1.2 Laboratorijske preiskave

Na globini 1,7 m smo odvzeli vzorec za laboratorijske preiskave. Na vzorcu je bila opravljena preiskava naravne vlažnosti in direktna strižna preiskava.

Vlažnost vzorca, (%) SIST EN ISO 17892-1:2015

Vlažnost vzorca je bila določena po postopku skladnim s standardom SIST EN ISO 17892-1:2015, s sušenjem v sušilniku pri temperaturi od 105 do 110 °C do konstantne mase, vendar najmanj 24 ur.

Direktna strižna preiskava, φ , c (°, kPa), SIST EN ISO 17892-10:2019

Direktna strižna preiskava je bila opravljena po postopku skladnim s standardom SIST EN ISO 17892-10:2019, na zasičenih preizkušancih v celicah dimenzije 60 x 60 x 23 mm. Preizkušanelec je bil pripravljen po standardnem Proctorjevem postopku pri naravni vlagi, na vzorcu zrnivosti 0/4 mm. Za iz vrednotenje strižnega kota in kohezije je bil privzet kriterij najvišje zabeležene strižne napetosti ob porušitvi.

Rezultati preiskav

Rezultati preiskav so podani v preglednici 3.

Preglednica 3: Rezultati preiskav.

Oznaka vzorca	Naravna vlaga	Prostorniska masa		Direktni strig τ_2	
	w	ρ	ρ_d	φ	c'
	%	Mg/m ³	Mg/m ³	°	kPa
GD24/24	23,1	1,99	1,62	34,5	27

Rezultati laboratorijskih preiskav so podrobneje prikazani v prilogi 1.

Druge ugotovitve v sondažnem izkopu:

- Izkop je bil izveden v notranjosti objekta, na njegovem zahodnem delu oziroma ob jugozahodnem vogalu objekta. Tlorisne dimenzije izkopa so znašale 0,75 m x 1,9 m (širina x dolžina).
- Temelj sestoji iz kamnitih blokov, v manjšem deležu je do globine 0,80 m prisotna opeka. Vezivo je od globine 0,80 m do temeljnih tal slabo vidno.
- Kamniti temelj sega do globine 1,7 m pod pohodno površino in je minimalne razširitve.
- V izkopu talne vode nismo opazili, na dnu izkopa je bila zemljina vlažna.
- Injekcijska masa ni bila prisotna.

Sondažni izkop S-2 (globine so podane glede na višino pohodnih tal):

Sondažni izkop S-2 je bil ročno izveden do globine ~ 0,40 m od višine pohodnih tal (Slika 7 in slika 8). Ustroj izkopa je podan v preglednici 4. Pri izkopu smo naleteli na vodovodne in električne instalacije, zaradi instalacij je bilo napredovanje izkopa onemogočeno.

Dotoka talne vode v izkopu nismo ugotovili. Sledov puščanja vodovodnih instalacij ni bilo opaziti. Zemljina je bila po celotni globini izkopa suha.

Preglednica 4: Profil sondažnega izkopa S-2.

Plast	Globina plasti [m]	USCS klasifikacija	Opis zemljine/materiala (brava, vrsta, konsistenca, vlažnost)
1	0,00 – 0,10		Ploščice in estrih
2	0,10 – 0,20		Podložni beton
3	0,20- 0,40	GW	Peščen grušč



Slika 7: Sondažni izkop S-2, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 44685d-48)



Slika 8: Sondažni izkop S-2, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 44685d-52)



Slika 10: Neustrezno sanirana odprtina v zidu, ki je nastala ob prebijanju za izvedbo odtočne cevi. S-2, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 44685d-46)



Slika 11: Vidna prekinjena vodovodna cev. S-2, 17. 1. 2024 (fotoarhiv 44685d-46)

Druge ugotovitve v sondažnem izkopu:

- Izkop je bil izveden v SV delu stavbe v prostoru »klet«, prostor se uporablja za skladišče/odlagališče. Izkop je bil izveden ob notranji steni, ki ločuje »klet« z garderobnimi prostori in sanitarnimi prostori. Debelina zidu je znašala ~ 0,60 m. Tlorisne dimenzije izkopa so znašale 0,60 m x 1,6 m (širina x dolžina).
- Pri izkopu smo naleteli na vodovodno in električno napeljavo.
- Preboji v temelju za umestitev instalacij po izvedbi niso bili ustrezno sanirani.

2.2 Geološka in geomorfološka zgradba območja

Sestavo tal povzemamo na osnovni geološke karte SFRJ »Trst« ter arhivskih podatkov iz bližnje okolice. Glede na geološko karto »Trst« podlago tega območja predstavljajajo:

- menjavanje peščenjaka in laporja srednje serije eocenskih klastičnih kamenin z vložki fosilifernega apnenega konglomerata in breče ali apnenega peščenjaka z oznako na karti E₂,
- morski sedimenti z oznako na karti m,
- aluvij z oznako na karti al.

Z razkopi na območju obravnavane stavbe je bilo ugotovljeno, da temeljna tla sestojijo iz glinenega meljastega grušča (poglavje 2.1).



Slika 12: Izsek iz geološke karte »Trst« z legendo in označenim obravnavnim območjem.

2.3 Osnovni hidrološki podatki

Obravnavano območje se nahaja v bližini vodotokov Rižana in Badaševica. Rižana se izliva v morje severovzhodno od Kopra. Pritoki in vodotoka poplavno ne ogrožata starega mestnega jedra Kopra, kjer se nahaja obravnavan objekt. Po podatkih iz kart ARSO območje starega mestnega jedra ni poplavno ogroženo.

2.4 Seizmičnost terena

Skladno s SIST EN 1998-1: 2004 Evrokod 8: 'Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe', na osnovi geološke karte, arhivskih podatkov in izvedenega sondažnega izkopa ocenjujemo, da se tla uvrščajo v razred D, sedimenti pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin

Po karti 'Potresna nevarnost Slovenije - projektni pospeški tal' iz leta 2021, ki upošteva povratno dobo potresov 475 let, spada obravnavano področje v območje z vrednostjo projektnega pospeška (iz leta 2021) $a_g \leq 0,100g$.

3. Ugotovitve ob pregledu pritličnih prostorov ter okolice objekta

Poleg izvedbe sondažnih izkopov smo opravili tudi geomehanski ogled območja in pritličnih prostorov stavbe.

Okolica stavbe

Zunanja okolica objekta je urejena z utrjenimi površinami. Tik ob stavbi po celotni dolžini na severni strani poteka tlakovana cesta. Cesta je v dobrem stanju na njej ni videti razpok in posedkov. Na stiku ceste in stavbe ni zaznanih poškodb ter posedkov. Pod cesto poteka mešani kanalizacijski vod in vodooskrbna cev. Kanalizacijski jaški so v dobrem stanju, ob ogledu nismo opazili izcejanja vode v okolico. Odvod meteornih vod s prispevnih površin je zgledno urejen. Potrebno je zagotavljati njegovo pretočnost z rednim čiščenjem, da ne bi prišlo do zamakanja meteornih vod v temeljna tla in posledičnega slabšanja geomehanskih karakteristik. Zahodni del stavbe je združen s sosednjo stavbo. Dvorišče je v dobrem stanju in je v celoti tlakovano. Staba se nahaja na ravninskem delu, v njeni neposredni bližini ni strmih brežin.

Na zunajih zidovih stavbe ni vidnih razpok, fasada je v dobrem stanju, ni opaziti odpadanja ometa.

Pritličje stavbe

Tlaki v pritličju niso enotni, izvedeni so bili v časovno različnih obdobjih. V zahodnem delu stavbe se nahaja največji prostor, z nazivom galerija ali avla, približnih dimenzij 14,80 m x 6,54 m. Višinski nivo galerije je za stopnico nižji od ostalih pritličnih prostorov. Vhod v galerijo je možen s severne strani s ceste, z južne strani z dvorišča in z vzhodne strani iz hodnika stavbe. Na ploščicah tega prostora je opaznih več razpok. Razpoke se v pritličju pojavljajo tudi na zidovih. Prisotne so na nosilnih in nenosilnih zidovih usmerjenost razpok je vertikalna do poševna. V novejšem delu stavbe je v pritličju na zidovih prisotnih bistveno manj razpok kot v starejšem delu.

V vzhodnem delu stavbe, v »kleti« in kurilnici, so vidne posledice vlage (luščenje barve, odpadanje ometa) .

V izvedenih sondažnih izkopih dotoka podzemne vode nismo opazili, nivo podzemne vode ni bil dosežen. Na dnu izkopa S-1 je bila na globini 1,70 m zemljina vlažna.

V starejšem delu stavbe se temelji nahajajo pod nosilnimi zidovi in so širine nosilnih zidov oziroma so minimalno razširjeni. Pasovni temelji so kamniti, z redko opaznim vezivom. Kota globine temeljenja se rahlo spreminja (ocenjujemo, da so temelji grajeni po prvotnem naklonu terena). Temelj sega do globine 1,7 m pod koto pohodnih tal. Predvidevamo da globina in širina temeljev ni povsem enotna. V sondažnem izkopu S-2 so vidne praznine v temeljih, kot posledica preboja napeljave komunalnih vodov. Preboj ni bil ustrezno saniran.

Ocenjujemo, da je za ugotovljeno sestavo temeljnih tal izbran primeren način temeljenja – plitvo temeljenje na pasovnih temeljih. Temeljni so kamniti, to smo glede na starost stavbe

tudi pričakovali. Obstoječi način temeljenja ne izpolnjuje več bistvenih zahtev za mehansko odpornost in stabilnost objekta (temelji niso ustrezno medsebojno povezani; opazne so praznine v temeljih – izpadanje kamnov).

V novejšem delu stavbe so nosilni zidovi stavbe tanjši kot v starejšem delu in so grajeni iz opečnatih votlakov. Predvidevamo da so temeljni v novejšem delu pasovni in betonski, morda tudi armirano betonski.

4. Obstoječe temeljenje in kontrola nosilnosti skladno z EC7

Na osnovi ugotovljenega načina temeljenja in sestave temeljnih tal, izvedenih sondažnih izkopov do globine temeljenja, pregleda okolice, pritličja ter zunanosti objekta ugotavljamo, da na zunanjem delu objekta ni vidnih poškodb, ki bi bile posledica diferenčnih posedkov objekta ali temeljnih tal, vendar moramo upoštevati, da je zunanost objekta adaptirana in so bile stare poškodbe sanirane. Razpoke v notranjem starejšem delu stavbe nakazujejo na to, da je lahko prišlo tudi do določenih diferenčnih posedkov temeljev.

Kot že navedeno, je starejša osnova objekta plitvo temeljena na kamnitih pasovnih temeljih, z minimalno razširitvijo. Globina temeljenja znaša približno 1,70 m pod koto notranjih tlakov.

Ocenjujemo, da je globina temeljenja zadostna, bi pa bilo potrebno temelje medsebojno povezati in razširiti. Velikost razširitev je odvisna od obremenitev, ki se prenesejo na posamezen temelj.

Ocena nosilnosti temeljnih tal:

Skladno z zahtevami SIST EN 1997-1:2005/A1:2014 - Evrokod 7 (v nadaljevanju EC7) smo na osnovi projektnih podatkov in ugotovitev terenskega ogleda izvedli analizo mejnega stanja nosilnosti (MSN) temeljev za obravnavano stavbo, za zahodni temelj ob katerem smo naredili sondažni izkop S-1. Kontrola MSN se je izvedla na sledečih predpostavkah:

- upoštevana je bila zgolj vertikalna obtežba (lastna in spremenljiva);
- v kontroli ni upoštevana horizontalna obtežba: vpliv vetra, potresa, ipd., ki vplivajo na ekscentrično obremenitev temeljev;
- vertikalna obtežba je enakomerno prerezporejena po celotni dolžini temelja;
- obtežba je ocenjena iz podatkov pridobljenih s strani izvajalcev analiz konstrukcije;
- v izračunu se je upoštevala debelina temeljev 1,7 m in širina 0,65 m;
- podzemne vode ni;
- upoštevana je z laboratorijskimi preiskavami ugotovljena vrednost strižnih karakteristik temeljnih tal $f' = 34,5^\circ$, $c' = 27$ kPa in varnostni faktor za nosilnost tal $\gamma_E = 1,4$.

Na osnovi navedenih predpostavk je bila po EC7 izračunana nosilnost temeljnih tal $R_d/A' = 1172$ kPa katera ni presežena. Tlak pod temelji kot posledica obremenitev stavbe namreč znaša $P = 495$ kPa. Podrobnejši izračun se nahaja v prilogi 2.

Iz kontrole MSN lahko ugotovimo, da nosilnost temeljnih tal v statičnih pogojih in ob neupoštevanju horizontalnih obtežb (veter, potres, ipd.), ni presežena.

Kljub ustrezni nosilnosti temeljnih tal, kot omenjeno kamniti temelji ne ustrezajo zahtevam po veljavni projektni zakonodaji (Evrokod), ker niso povezani v horizontalni kot tudi ne v

vertikalni smeri. Ob morebitni sanaciji stavbe, bo potrebno vse kamnite temelje odkopati in jih sanirati.

5. Predlog sanacije temeljev

Po izvedenem ogledu stanja stavbe na naslovu Ulica osvobodilne fronte 10, Koper ter njene okolice podajamo sledeče predloge za zagotovitev mehansko stabilnega in odpornega objekta, v smislu temeljenja.

- Vse obstoječe kamnite temelje bi bilo potrebno obbetonirati ter jih medsebojno povezati z armaturo. Izračun potrebnih dimenzij obbetoniranja je potrebno izvesti skladno z zahtevami EC7.
- Za obnovljeno temeljenje je potrebno izvesti analizo mejnega stanja nosilnosti (MSN)
- Zagotoviti je potrebno enakomerno porazdelitev obtežbe po vseh temeljih, da ne bo prišlo do neenakomernih posedkov.
- Priporočamo izvedbo hidroizolacije, z namenom preprečitve prehajanja vlage iz temeljnih tal v zidove stavbe.

6. Zaključek

Skladno z naročilom smo opravili geomehanski ogled okolice stavbe na naslovu naslovu Ulica osvobodilne fronte 10, Koper, izvedbo sondažnih izkopov do kote temeljenja ter pritličnih prostorov. Pregledali smo dostopno arhivsko dokumentacijo, ki se nanaša na sestavo tal obravnavanega območja.

Glede na ugotovljeno sestavo tal je skladno z EC 8 podan tip tal pod obravnavanim objektom.

Stanje kamnitih pasovnih temeljev, je neustrezno. Obstoječe temeljenje ne izpolnjuje več bistvenih zahtev po mehanski stabilnosti in odpornosti objekta. Za doseg zadostne nosilnosti bi bilo potrebno temelje vsaj obbetonirati ter jih medsebojno povezati.

Predlagamo, da se sočasno z izvedbo sanacijskih in utrditvenih ukrepov temeljenja, izvede tudi sanacijske ukrepe za preprečitev vdora vlage v nosilne stene.

Pri izvedbi sanacijskih in utrditvenih del v sklopu temeljenja naj se uvede ustrezen strokoven in po potrebi geotehnični nadzor, ki bo podana navodila, pogoje tega poročila in projekta potrdil ali sproti dopolnjeval.

Pregled izvedla:

dr. Stanislav Lenart, univ. dipl. inž. grad.

Martin Pograjc, univ. dipl. inž. geol.

Poročilo pripravil:

Martin Pograjc, univ. dipl. inž. geol.

Pregledal:

dr. Stanislav Lenart, univ. dipl. inž. grad.

Priloge

Priloga 1: Poročilo o rezultatih geomehanskih laboratorijskih preiskav vzorca zemljine z lokacije Palača Gravis Buttorai.....	4 strani
Priloga 2: Izračun nosilnosti temeljnih tal.....	1 stran

ODDELEK ZA GEOTEHNIKO IN PROMETNICE

Odsek za geotehniko

ZAG

ZAVOD ZA
GRADBENIŠTVO
SLOVENIJE

SLOVENIAN
NATIONAL BUILDING
AND CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE

Dimičeva ulica 12
1000 Ljubljana
Slovenija

info@zag.si
www.zag.si



**SLOVENSKA
AKREDITACIJA**
SIST EN ISO/IEC 17025
LP-005

POROČILO 1043/23-710-1

o rezultatih geomehanskih laboratorijskih preiskav
vzorca zemljine z lokacije Palača Gravis Buttora

Naročnik: **Samoupravna skupnost italijanske narodnosti**
Župančičeva ulica 39, SI-6000 Koper

Pogodba: **P 9706/23 z dne 10. 11. 2023 (naročilo št. 23-011-001043)**

Nosilec naloge: **Marija Štefanič, geol. teh.**

Vodja enote: **dr. Stanislav Lenart, univ. dipl. inž. grad.**

Direktor: **doc. dr. Aleš Žnidarič, univ. dipl. inž. grad.**

Datum: **6. 2. 2024**

Digitalno podpisano:
ALJOŠA ŠAJNA, ZAVOD ZA GRADBENIŠTVO SLOVENIJE FIRMA V ANGLEŠKEM JEZIKU: SL

(po pooblastilu direktorja)

Poročilo so interno pregledale in odobrile vse navedene osebe, kar potrjuje končni elektronski podpis.
Preverjanje pristnosti dokumenta: www.zag.si/pristnost

Rezultati preskušanja se nanašajo izključno na preskusne primerke. Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.
Rok za reklamacije je 15 dni od izdaje poročila. Skupno število strani: 4; število prilog: 1.



Vsebina

1. Splošno	3
2. Opis izvedenih laboratorijskih preiskav	3
3. Rezultati preiskav	3
4. Priloge.....	4

1. Splošno

Predstavnik ZAG-a je dne 17. 1. 2024 odvzel vzorec na lokaciji Palača Gravis Buttorai in ga 18. 1. 2024 dostavil v geomehanski laboratorij Odseka za geotehniko ZAG. V geomehanskem laboratoriju Odseka za geotehniko smo dostavljen vzorec označili z laboratorijsko številko GD24/24.

V geomehanskem laboratoriju smo skladno z naročilom opravili naslednje laboratorijske preiskave:

- določitev naravne vlažnosti (A), w (%) po SIST EN ISO 17892-1:2015,
- določitev strižne trdnosti zemljine v direktnem strižnem aparatu (A), ϕ' , c' (°, kPa) po SIST EN ISO 17892-10:2019,

Z oznako (A) so označene metode iz akreditacijskega obsega.

S preiskavami smo pričeli 25. 1. 2024 in končali 30. 1. 2024.

2. Opis izvedenih laboratorijskih preiskav

Vlažnost, w (%), SIST EN ISO 17892-1:2015

Vlažnost vzorca smo določili po postopku standarda SIST EN ISO 17892-1:2015 s sušenjem v sušilniku pri temperaturi $T = 105 - 110^{\circ}\text{C}$ do konstantne mase, vendar najmanj 24 ur.

Direktna strižna preiskava, ϕ' , c' (°, kPa), SIST EN ISO 17892-10:2019

Direktno strižno preiskavo smo opravili po postopku standarda SIST EN ISO 17892-10:2019, na zasičenih preizkušancih v celicah dimenzije 60 x 60 x 23 mm. Preizkušanec je bil pripravljen po standardnem Proctorjevem postopku pri naravni vlagi, na vzorcu zrnivosti 0/4 mm. Pripravljene preizkušance smo vgradili v strižno celico, jih obremenili s po tremi različnimi normalnimi tlaki in jih preplavili z vodo. Za izrednotenje strižnega kota in kohezije smo privzeli kriterij najvišje zabeležene strižne napetosti ob porušitvi.

3. Rezultati preiskav

Rezultati laboratorijskih preiskav so razvidni iz preglednice 1 in grafične priloge.

Preglednica 1: Rezultati preiskav:

Oznaka vzorca	Naravna vlaga	Prostorninska masa		Direktni strig τ_2	
	w	ρ	ρ_d	ϕ	c'
	%	Mg/m^3	Mg/m^3	°	kPa
GD24/24	23,1	1,99	1,62	34,5	27

Vsi podrobnejši podatki o preiskavah so razvidni iz delovnih zapisov, ki so arhivirani v mapi stroškovnega nosilca 1043/23, laboratorijska številka GD24/24, v geomehanskem laboratoriju Odseka za geotehniko ZAG.

Laboratorijske preiskave izvedla:

Marija Štefančič, geol. teh.

Žiga Bevc, geod. teh.

Poročilo pripravila:

Marija Štefančič, geol. teh.

Poročilo pregledal in odobril:

dr. Stanislav Lenart, univ. dipl. inž. grad..

4. Priloge

1 Direktni strižni preizkus

3 strani

DIREKTNI STRIŽNI PREIZKUS V STRIŽNI CELICI (SHEARBOX)

ZAG

SIST EN ISO 17892-10:2019

Lab. št.: GD24-24

Vrtina: S-1

Datum: 25.1.-29.1.2024

Lokacija: Palača Gravis Buttorai

Globina: temeljna tla

S.N.: 1043/23

Osnovni podatki

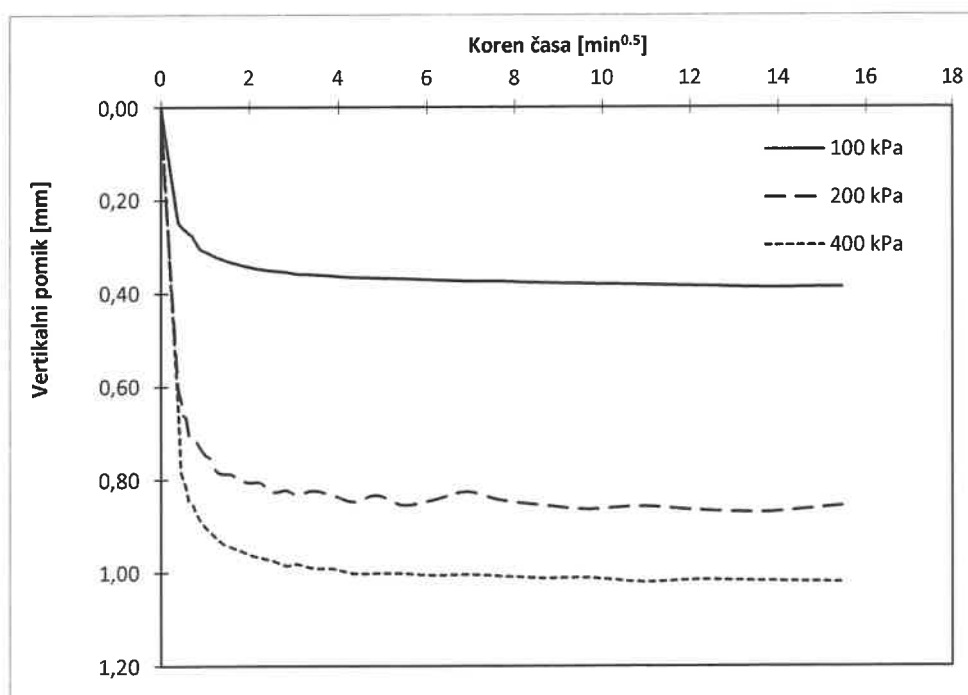
Vrsta vzorca: zgoščen po SPP pri w_0 odsejana zrna manjša od 4 mm

Vrsta zemljine: glineno meljast gruč Gostota zrn: 2,71 Mg/m³ privzeto

Preizkušanci pred preiskavo

Oznaka vzorca		A	B	C		
Globina preizkušenca	[mm]	/	/	/		
Usmerjenost preizkušenca		/	/	/		
Pogoji vlaženja		preplavljen	preplavljen	preplavljen		
Začetna višina	[mm]	23,02	23,02	23,02		
Površina vzorca	[mm ²]	3592,2	3592,2	3592,2		
Začetna naravna vlažnost	[%]	23,7	23,3	23,3		
Začetna naravna gostota	[Mg/m ³]	1,99	1,99	2,00		
Suha gostota	[Mg/m ³]	1,61	1,62	1,62		
Količnik por		0,68	0,68	0,67		
Stopnja zasičenosti	[%]	93,9	93,2	94,0		

Konsolidacija



DIREKTNI STRIŽNI PREIZKUS V STRIŽNI CELICI (SHEARBOX)

ZAG

SIST EN ISO 17892-10:2019

Lab. št.: GD24-24

Vrtina: S-1

Datum: 25.1.-29.1.2024

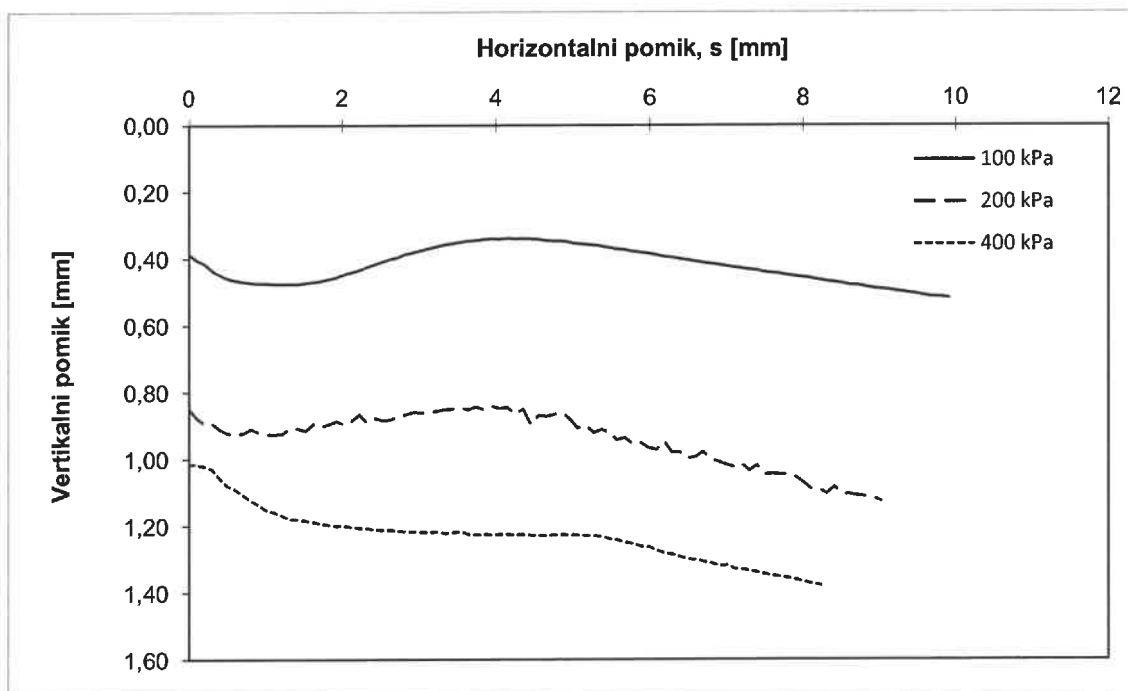
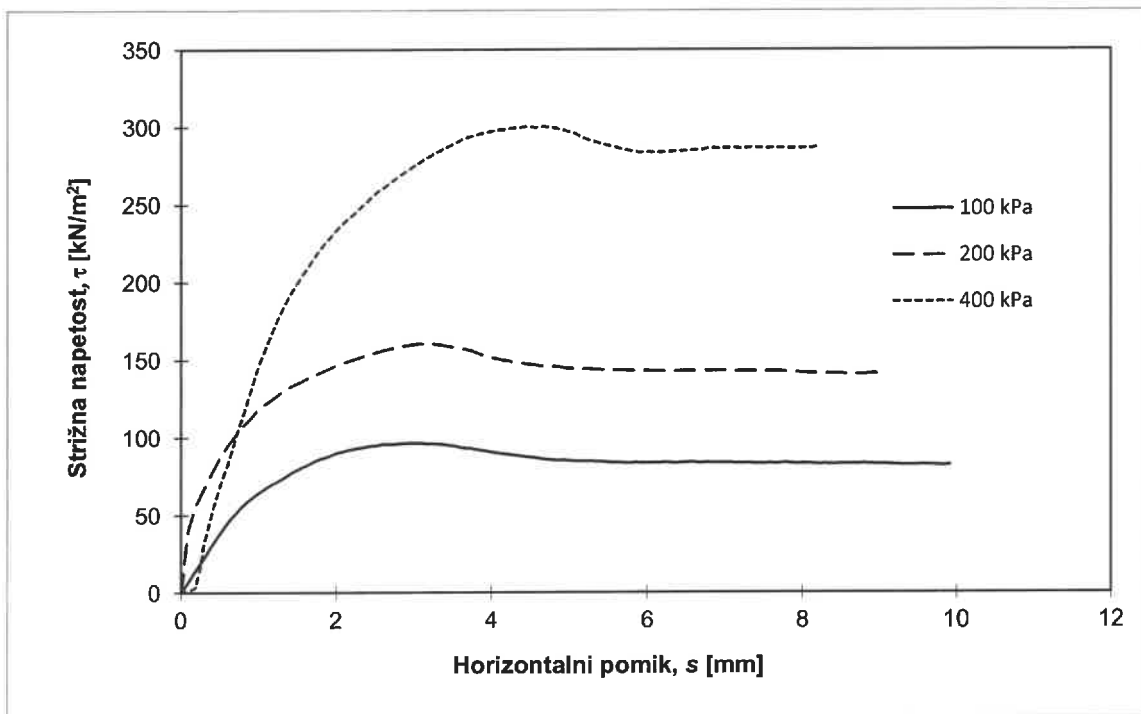
Lokacija: Palača Gravis Buttorai

Globina: temeljna tla

S.N.: 1043/23

Striženje

Hitrost striženja 0,01 mm/min



DIREKTNI STRIŽNI PREIZKUS V STRIŽNI CELICI (SHEARBOX)

ZAG

SIST EN ISO 17892-10:2019

Lab. št.: GD24-24

Vrtina: S-1

Datum: 25.1.-29.1.2024

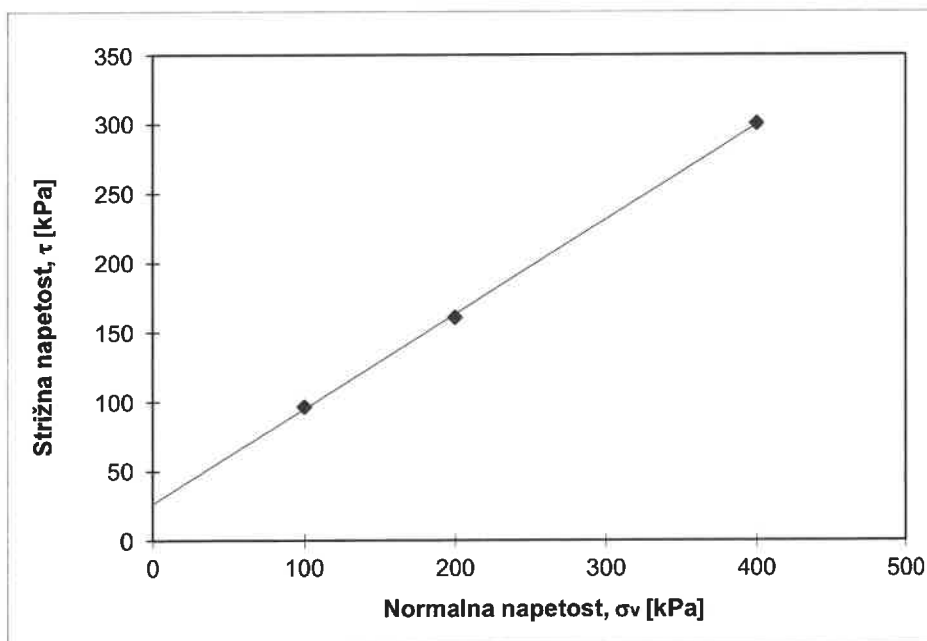
Lokacija: Palača Gravisi Buttorai

Globina: temeljna tla

S.N.: 1043/23

Pogoji porušitve

Oznaka vzorca	A	B	C		
Normalna napetost [kPa]	100	200	400		
Največja strižna napetost [kPa]	96,50	160,89	300,64		
Pripadajoč hor. pomik [mm]	2,922	3,243	4,470		
Kriterij porušitve	max nap.	max nap.	max nap.		
Rezidualna strižna nap. [kPa]					
Število prehodov	1	1	1		
Vertikalna deformacija [mm]	0,518	1,124	1,375		
Končni hor. pomik [mm]	9,919	9,020	8,235		

Strižni kot, $\varphi' = 34,5^\circ$ Kohezija, $c' = 27 \text{ kPa}$ 

Opombe:

Preiskal: Štefančič

NOSILNOST TEMELJNIH TAL - drenirani pogoji

Temeljna tla: glineno meljast grušč

Podatki:

$\varphi =$	34,5 °	strižni kot
$c' =$	27 kPa	kohezija
$\gamma =$	15,88 kN/m ³	prostorninska teža tal
$\gamma_B =$	20 kN/m ³	prostorninska teža kamnitih temeljev
$L =$	15,18 m	dolžina temelja
$B =$	0,65 m	širina temelja
$D =$	1,7 m	debelina temelja
$z =$	1,7 m	globina temelja
$h_w =$	1,7 m	globina talne vode
$\alpha =$	0 °	nagnjenost temeljne ploskve

Obremenitve:

$G_{k,t} =$	335 kN	teža temelja
$G_{k,r} =$	2809 kN	stalna obtežba na temelj
$Q_{v,k} =$	425 kN	spremenljiva obtežba (vertikalna smer)
$\gamma_G =$	1,35	delni faktor za stalno obtežbo
$\gamma_Q =$	1,50	delni faktor za spremenljivo obtežbo
$V_d =$	4881 kN	navpična projektna obremenitev

Nosilnost tal:

$\gamma_\varphi =$	1,00	varnostni faktor za strižni kot
$\gamma_c =$	1,00	varnostni faktor za kohezijo
$\gamma_E =$	1,40	varnostni faktor za nosilnost tal
$\varphi_d =$	34,5 °	projektna vrednost strižnega kota
$c'_d =$	27 kPa	projektna vrednost kohezije
$q =$	27,0 kPa	efektivna navpični tlak ob temelju na globini temeljne plošče
$e_B =$	0,00 m	ekscentričnost v smeri B
$e_L =$	0,00 m	ekscentričnost v smeri L
$B' =$	0,65 m	širina centrično obr. temelja
$L' =$	15,18 m	dolžina centrično obr. temelja
$A' =$	9,87 m ²	ploščina centrično obr. temelja

Koeficienti:

Nosilnost:	Nagib temelja:	Oblika temelja:	Nagib rezultante:
$N_c =$ 44,09	$b_c =$ 1,000	$s_c =$ 1,025	$i_c =$ 1,000
$N_q =$ 31,30	$b_q =$ 1,000	$s_q =$ 1,024	$i_q =$ 1,000
$N_\gamma =$ 41,65	$b_\gamma =$ 1,000	$s_\gamma =$ 0,987	$i_\gamma =$ 1,000

Koeficient m:

$m_B =$	1,96	$m =$	1,00
$m_L =$	1,04		

Kontrola:

$\Sigma V_d =$	4881 kN	navpična sila
$p = \Sigma V_d / A'$	495 kPa	tlak pod temeljem
$R_d =$	16194 kN	nosilnost tal
$R_d / A' =$	1172 kPa	

Nosilnost tal ni prekoračena. Temelj je ustreznih dimenzij.