

# Projekt konstrukcije nadogradnje zgrade Euroherca u Zagrebu

---

**Lazarević, Damir; Anđelić, Milutin; Atalić, Josip**

*Source / Izvornik:* **Građevinar, 2011, 63, 1021 - 1032**

**Journal article, Published version**

**Rad u časopisu, Objavljena verzija rada (izdavačev PDF)**

*Permanent link / Trajna poveznica:* <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:237:711278>

*Rights / Prava:* [In copyright](#)/[Zaštićeno autorskim pravom.](#)

*Download date / Datum preuzimanja:* **2025-03-14**

*Repository / Repozitorij:*

[Repository of the Faculty of Civil Engineering,  
University of Zagreb](#)



# Projekt konstrukcije nadogradnje zgrade Euroherca u Zagrebu

Damir Lazarević, Milutin Anđelić, Josip Atalić

## Ključne riječi

zgrada Euroherca, nadogradnja, konstrukcija, nosivost, čelik, spregnute ploče, ojačanja

## Key words

Euroherc building, building addition, structure, bearing capacity, steel, composite plates, strengthening elements

## Mots clés

immeuble d'Euroherc, agrandissement de l'immeuble, structure, capacité portante, acier, plaques composites, éléments de renforcement

## Ключевые слова

здание Euroherc, достройка, конструкция, несущая способность, сталь, сопряженные плиты, усиление

## Schlüsselworte

Gebäude von Euroherc, Anbau, Konstruktion, Tragfähigkeit, Stahl, Verbundplatten, Verstärkungen

D. Lazarević, M. Anđelić, J. Atalić

Izvorni znanstveni rad

## Projekt konstrukcije nadogradnje zgrade Euroherca u Zagrebu

U radu je opisano oblikovanje, postupak proračuna i faze montaže izrazito velike nadogradnje armiranobetonske višetažne poslovne zgrade. Zbog nedostatne nosivosti prvotnog stanja konstrukcija nadogradnje izvedena je u čeliku sa spregnutim pločama i dijelom oslonjena na stupove postavljene izvan gabarita zgrade, što rješenju daje određenu posebnost. Ukratko su opisani postupci proračuna i važniji detalji nove konstrukcije, ali i zahvati provedeni radi ojačanja prvotnog stanja.

D. Lazarević, M. Anđelić, J. Atalić

Original scientific paper

## Structural addition design for the Euroherc Building in Zagreb

The dimensioning, analysis and assembly stages are described for an extremely high addition to a reinforced-concrete multi-storey office building. Due to insufficient bearing capacity of the initial building, the addition was realized using steel with composite plates. The addition partly leans on columns positioned outside of the building plan, which gives a certain air of distinction to this solution. Analytic procedures and significant details of the new structure are described, and activities needed to further strengthen the initial building are presented.

D. Lazarević, M. Anđelić, J. Atalić

Ouvrage scientifique original

## L'étude d'agrandissement structurel de l'immeuble d'Euroherc à Zagreb

Le dimensionnement, l'analyse et les étapes d'assemblage sont décrits pour un agrandissement très haut d'un immeuble commercial à plusieurs étages fait en béton armé. Compte tenu de la capacité portante insuffisante de l'immeuble initial, l'agrandissement a été réalisé en utilisant l'acier avec les plaques composites. L'agrandissement s'appuie partiellement sur les colonnes positionnées à l'extérieur du plan de l'immeuble, ce qui apporte un certain air de distinction à cette solution. Les procédures analytiques et les détails importants sur le nouveau immeuble sont décrites, et les activités qui ont été nécessaires pour renforcer l'immeuble initial sont présentées.

Д. Лазаревић, М. Анђелић, Ј. Аталић

Оригинална научна работа

## Проект конструкцији достройки здания Euroherc в Загребе

В работе описаны конструкция, процедура расчета и фазы монтажа при крупной достройке железобетонного многоэтажного административного здания. Из-за недостаточной несущей способности в первоначальном состоянии конструкция для достройки выполнена из стали с сопряженными плитами и частично опирается на колонны, установленные вне габаритов здания, что придает решению определенную специфичность. Приведено краткое описание процедур расчета и наиболее важных деталей новой конструкции, а также работ, проведенных с целью усиления первоначального состояния.

D. Lazarević, M. Anđelić, J. Atalić

Wissenschaftlicher Originalbeitrag

## Entwurf der Konstruktion des Anbaus des Gebäudes von Euroherc in Zagreb

Im Artikel beschreibt man Gestaltung, Berechnungsverfahren und Montagephasen des ausgesprochen grossen Anbaus des mehrstöckigen geschäftlichen Stahlbetongebäudes. Wegen der ungenügenden Tragfähigkeit des vorherigen Zustands ist die Konstruktion des Anbaus aus Stahl mit Verbundplatten ausgeführt und teilweise auf Pfeiler ausserhalb des Gebäudegabaris gestützt, was der Lösung eine bestimmte Besonderheit gibt. Kurz beschreibt man die Berechnungsverfahren und wichtigere Details der neuen Konstruktion, aber auch die Eingriffe ausgeführt mit dem Zweck der Verstärkung des vorherigen Zustands.

Autori: Prof. dr. sc. **Damir Lazarević**, dipl. ing. građ.; prof. emer. dr. sc. **Milutin Anđelić**, dipl. ing. građ.; dr. sc. **Josip Atalić**, dipl. ing. građ., Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Kačićeva 26, Zagreb

## 1 Uvod

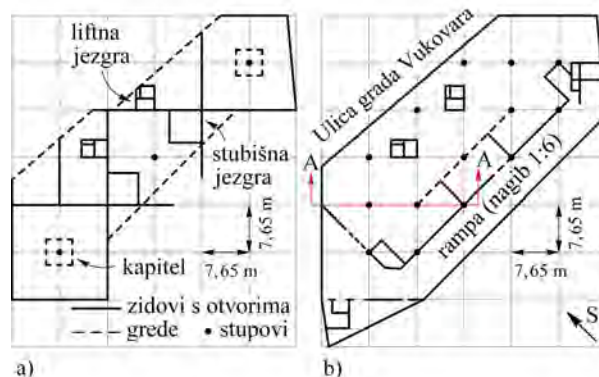
Položaj poslovne zgrade *Euroherc osiguranja*, d. d. u Zagrebu, uz samu ulicu grada Vukovara, daje građevini nakon nadogradnje istaknuti položaj, a križanju Vukovarske i Heinzelove ulice novo urbano obilježje. Mišljenje stručnih krugova i šire javnosti o izvedenom rješenju mahom je pozitivno. Štoviše, postoji suglasje o boljem izgledu građevine nakon nadogradnje. Projekt prvotnog stanja izrađen je u tvrtki *Arhitektonski studio*, d. o. o. (glavni projektanti arhitekti Ljubomir Cota i Radmila Janjić), projekt konstrukcije u tvrtki *Stadik*, d. o. o. (glavni projektant konstrukcije prof. dr. sc. Milutin Anđelić), a izvedbena dokumentacija u tvrtki *AKI*, d. o. o. (projektant Zdenka Ivanišević, dipl. ing. građ.). Konstrukcija, površine oko 9000 m<sup>2</sup>, izvedena je 1998. godine (slika 1.a). Projekt nadogradnje izrađen je u tvrtki *Cota i Cota*, d. o. o. (glavni projektant Ljubomir Cota, dipl. ing. arh.), projekt konstrukcije [1] na *Katedri za statiku, dinamiku i stabilnost konstrukcija* Zavoda za tehničku mehaniku Građevinskog fakulteta u Zagrebu (glavni projektant konstrukcije prof. dr. sc. Milutin Anđelić), a izvedbeni projekt u tvrtki *Palijan*, d. o. o. (projektant Ivan Palijan, dipl. ing. građ.). Konstrukcija nadogradnje, površine oko 6000 m<sup>2</sup>, izvedena je 2009. godine (slika 1.b). To je povećanje od gotovo 70% u odnosu na prvotno stanje. Istaknimo: trebalo je nadograditi zgradu bez rezerve nosivosti za izravno dodavanje katova, smještenu na skučenom prostoru, uz zahtjev za nesmetanom funkcijom tijekom izvedbe.



Slika 1. Izgled građevine: a) prije nadogradnje, b) danas

## 2 Prvotni oblik i dimenzije konstrukcije

Arhitektonska je zamisao bila uklopiti položaj nosivih elemenata zgrade u zamišljenu mrežu kvadratnog oblika polja, duljine stranice 7,65 m (slika 2.). Pri tome se, primjenom dviju tlorisno gotovo kvadratnih cjelina, težilo isticanju krajeva zgrade (slika 2.a), pa je čitava građevina podsjećala na dvije spojene višekatanice. Osnovne dimenzije i raspone nosivih elemenata lako je procijeniti prema duljini stranice i dijagonale polja spomenute mreže.

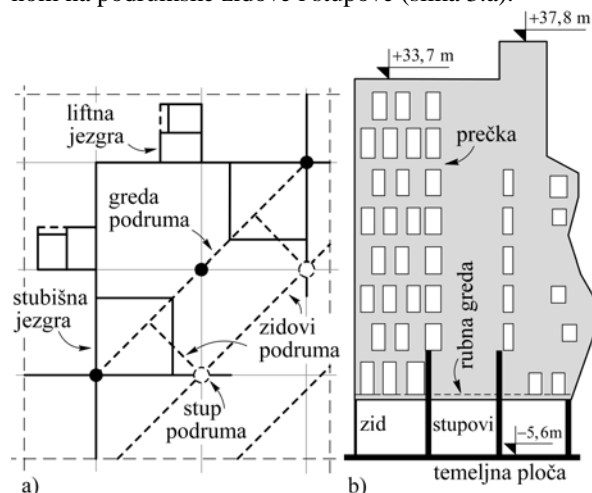


Slika 2. Tipični tlorisi: a) trećeg kata, b) podruma

Istaknimo ipak da tlorisne izmjere nadzemnog dijela zgrade duž dijagonala mreže približno iznose 65 m odnosno 20 m, a visina je iznosila 38 m. Omjer visine prema širini zgrade bio je povoljniji 1 : 1,9.

Građevina je dakle izduljena, a imala je devet etaža: podrum, prizemlje i sedam katova. Valja spomenuti da je posljednji kat dodan naknadno, pa predstavlja svojevrsni početak nadogradnje. Visina podzemne etaže jest 5,6 m (ponegdje zbog međуетaže 4,4 m), prizemlja 4,65 m, a kata 4,05 m. U prostor garaže ulazi se prilaznom rampom nagiba 1:6 (slika 2.b). Zgrada je gotovo simetrična oko jedne dijagonale mreže. Moguću simetriju oko druge dijagonale najviše kviri ekscentričan položaj jezgri liftova. Konstrukcija je izvedena kao armiranobetonska.

Jezgre liftova tvore zidovi debljine 20 cm, a stubišne jezgre, radi smanjenja težine, imaju zidove debljine 16 cm. Naime, radi potrebe za parkirnim mjestima stubišne su jezgre prekinute u razini podrumskog stropa i dijelom dijagonalno poduprte širokom gredom 100/95 cm, oslonjenom na podrumске zidove i stupove (slika 3.a).



Slika 3. Način oslanjanja: a) stubišnih jezgri, b) unutarnjih zidova (presjek A-A, označen na slici 2.b)

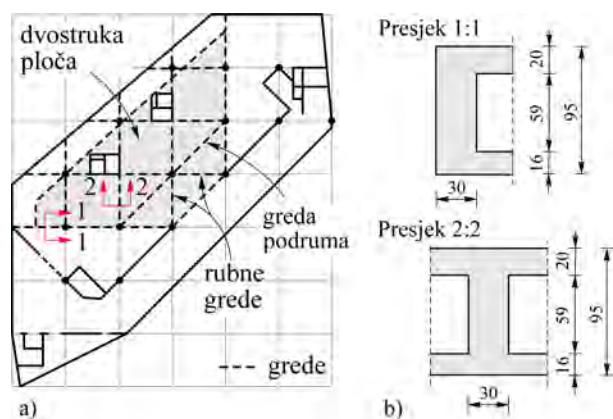
Iz istog su razloga prekinuti i unutarnji zidovi, oslonjeni na rubne grede i stupove (slika 3.b). Debljina zidova podruma je 30 cm, a promjer stupova 90 cm. U ostalim je

etažama debljina zidova 25 cm, a promjer stupova 80 cm. Dimenzija rubnih greda iznosi 30/95 cm.

Zbog izrazito velikoga lokalnoga tlačnog naprezanja na spoju sa zidovima, srednje je stupove u visini prvoga kata trebalo upustiti kroz zid (slika 3.b). Na taj se način dio uzdužne sile posmičnim naprezanjima predaje zidu pa je koncentracija na spoju zida i stupa u razini podrumskog stropa puno manja.

Gusto raspoređeni otvori (140/180 cm do 190/350 cm) čine većinu zidova dijelom ili u potpunosti klasičnom okvirnom konstrukcijom, s jasno istaknutim stupovima (širine 50 do 100 cm) i prečkama (visine 120 do 230 cm). Niže prečke pripadaju unutarnjim zidovima što ih čini manje otpornima od vanjskih (odjeljci 3.2 i 3.3).

Vertikalni nosivi elementi povezani su pločama debljine 20 cm u podrumu (međuetaza) i 18 cm po katovima. Posebno treba istaknuti dvostruki strop podruma (slika 4.a) koji čine ploče debljine 16 cm (donja) i 20 cm (gornja), s međurazmakom od 59 cm za smještaj instalacija, rubnih greda i grede podruma. Primjenom sudjelujućih širina ploča, grede postaju armiranobetonski I i U presjeci (slika 4.b), a čitava ploha izrazito kruti ab roštilj.



Slika 4. Dvostruki strop podruma: a) položaj, b) presjeci

Sve su ploče po rubovima ojačane gredama 30/90 cm, a nad krajnjim stupovima kvadratnim kapitelima duljine stranice 2,55 m, debljine 22 cm (slika 2.a). Statički sustav ne sadrži klasične stropne grede jer su rasponi svladani pločama. Stubišta su armiranobetonska, s pločama podesta debljine 16 cm.

Spomenimo i tri nepravilne, kratke podrumske jezgre: dvije smještene na krajevima, a jednu nešto unutar građevine (slika 2.b). Tvore ih zidovi debljine 20 cm.

Građevina je temeljena na šljunkovitom tlu, stabiliziranom posteljicom od mršavog betona debljine 60 cm. Debljina temeljne ploče iznosi 100 cm.

Projektom je bio predviđen beton MB-30 i uporaba armature RA 400/500, te MAG i MAR 500/560, što je potvrđeno ispitivanjem svojstava građiva prije nadogradnje [2].

### 3 Prvotni statički sustav

Iz opisa konstrukcije lako je uočiti klasični statički sustav višetažne zgrade u kojemu se opterećenja preuzimaju pločama i predaju jezgrama, zidovima i stupovima. Analiza opterećenja, proračun i dimenzioniranje pripadaju standardnom dokazu nosivosti koji nije potrebno obrazlagati. Spomenimo samo da se potresno opterećenje pokazalo mjerodavnim.

Ipak, tri su problema zahtijevala posebnu pažnju pri oblikovanju i armiranju građevine: prekid unutarnjih zidova, prekid stubišnih jezgri, a osobito cik-cak raspored otvora u zidovima. Zbog izravnog utjecaja na nadogradnju, posvetit ćemo im više pozornosti u nastavku.

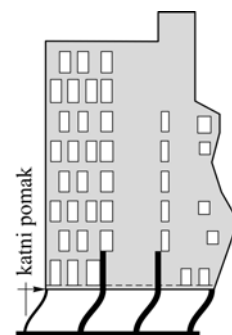
#### 3.1 Prekid unutarnjih zidova i stubišnih jezgri

Samo liftne jezgre, a u manjoj mjeri i vanjski zidovi bez velikih oslabljenja sežu do temeljne ploče, pa prema doprinosu horizontalnoj krutosti građevine preuzimaju većinu potresnog opterećenja. Pomoć im, samo posmičkom, pružaju kratke jezgre podruma. Povoljan položaj stubišnih jezgri i unutarnjih zidova kata činio bi ih vrlo učinkovitima da nisu prekinute u razini podrumskog stropa (slika 2.). Zbog toga imaju manji doprinos horizontalnoj krutosti građevine jer prenose opterećenje na temeljnu ploču samo uzdužnim silama u stupovima. Prema tome, trebalo je dokazati stabilnost stupova pri ekstremnim tlačnim silama. S druge strane, vertikalna opterećenja u horizontalnim kombinacijama dostatna su za održanje tlačnih sila pa u stupovima nema pojave vlaka.

Međutim, prema načinu prijenosa horizontalnih opterećenja (u načelu parom sila) lako je zamijetiti mogućnost pojave mehanizma slaboga kata.

##### 3.1.1 Sprječavanje problema slaboga kata

Zahvaljujući velikoj krutosti ploča u vlastitoj ravnini, pomoć oslabljenim elementima – unutarnjim zidovima i stubišnim jezgrama, pružaju krući dijelovi zgrade: vanjski zidovi, podrumske i liftne jezgre. Time je spriječen, prema načinu oslabljenja očekivani, bočno pomični pomak prekinutih zidova i jezgri svojstven ponašanju slaboga kata (slika 5.).



Slika 5. Pomak slaboga kata

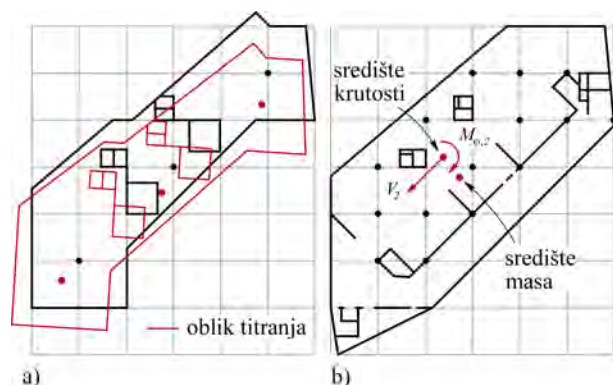
Takvo ponašanje uzrokuje veliki katni pomak i zakrivljenost stupova, pa je potrebna žilavost spojeva (sa zidom i temeljnom pločom) pri velikim deformacijama koje mogu višestruko nadmašiti iznose ograničene mogućnostima detalja, čak i pri izboru razreda visoke žilavosti. Zbog toga je pri potresu česta pojava krhkog loma stupova slaboga kata [3].

Sprječavajući ovakav oblik odziva ploče su (preuzimajući i predajući inercijalne katne sile jezgroma liftova i vanjskim zidovima) naprezane posmično i uzdužno u vlastitim ravninama što je trebalo detaljno provjeriti. Prema tome, uz klasičnu armaturu za preuzimanje vertikalnih opterećenja i momenata upetosti u zidove i jezgre pri horizontalnim opterećenjima, ploče je trebalo kao visoki nosač armirati dodatnom simetričnom armaturom. Pri tome je dvostruka ploča (u razini prekida unutarnjih zidova) prilično armirana. Istaknimo i nužnu provjeru stabilnosti tlačne zone tako napregnutih ploča. Prema tome, klasična pretpostavka o uzdužno apsolutno krutim pločama ovdje nije primjenjiva.

Takvo ponašanje statičkog sustava izrazito utječe na dinamička svojstva konstrukcije koja, zbog procjene potresne otpornosti, zavređuju kratak osvrt.

### 3.1.2 Dinamička svojstva konstrukcije

Zahvaljujući pločama, postoji zajedničko djelovanje vertikalnih nosivih elemenata u prijenosu horizontalnih sila, što je glavni razlog relativno dobrih dinamičkih svojstava građevine. Tako je temeljni oblik titranja bio translacijski, perioda 0,73 s, s dominantnim koeficijentima doprinosa (engl. *modal participation factors*) u smjeru dijagonala mreže: translacijskim u smjeru osi približne simetrije i rotacijskim oko na nju okomite osi. To su ujedno smjerovi poprečne reakcije i momenta prevrtanja za prvi oblik titranja. Radi se dakle o očekivanom translacijskom gibanju poprečno na građevinu. Iako konstrukcija nije simetrična oko druge dijagonale, zbog dobre je raspodjele krutosti i drugi oblik titranja bio pretežno translacijski, uzduž građevine, s manjim udjelom torzije (slika 6.a).



Slika 6. Drugi vlastiti vektor: a) oblik titranja trećeg kata, b) smjerovi reakcija ( $V_2$  i  $M_{\phi,2}$ )

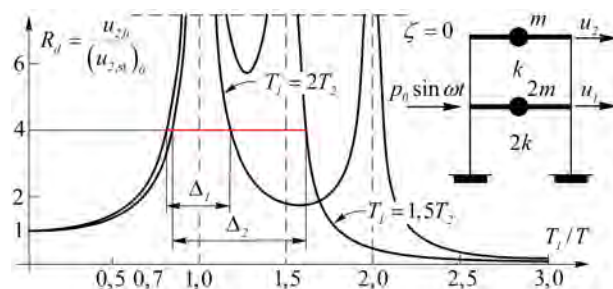
Simetričan oblik građevine nije nužan uvjet za simetriju fleksijske krutosti. Pažljivim oblikovanjem i tlorisnim razmještanjem nosivih elemenata, uz promatranje oblika titranja, moguće je postići dobru izbalansiranost krutosti i simetričan (ili gotovo simetričan) odziv nesimetrične građevine.

Dominiraju, dakle, opet koeficijenti doprinosa u smjeru dijagonala, ali sada rotacijski oko osi približne simetrije,

a translacijski okomito na nju. Postoji naravno i mali iznos oko vertikalne osi. Poprečna reakcija  $V_2$  gotovo je podudarna sa smjerom dijagonale (slika 6.b), kao pri čistom translacijskom titranju. Period je iznosio 0,44 s. Treći je oblik bio torzijski, perioda 0,35 s dominantnim koeficijentom doprinosa oko uspravne osi. Iznosi perioda su dobro razmaknuti pa je na realnoj konstrukciji manja mogućnost njihova primicanja, podudaranja ili titranja združenim oblikom – kombinacijom pojedinih oblika titranja.

Ako su periodi podudarni ili bliski, tada se pojedinačni doprinosi pripadnih oblika titranja nekim vrijednostima odziva (primjerice reakcijama) mogu u punome iznosu približati. Tome su razlog statički doprinosi (engl. *modal static responses*) približno istog iznosa i smjera, ali i podudaranje dinamičkih doprinosa (engl. *modal dynamic responses*) u fazi, dakle iznosa, a često i nastupa amplituda modalnih pomaka i pseudoubrzanja. Podudaranje dinamičkih odziva bliskih oblika je logično jer svakome pripada približno ista modalna jednadžba: sličan (isti) period, jednaki (homogeni) početni uvjeti (stanje mirovanja) i isti iznos prigušenja. Očito je i ukupni doprinos, jednak produktu statičkog i dinamičkog odziva, približno isti za svaki oblik titranja. Prema tome, ako je prvih  $n$  oblika titranja zgrade blisko, ukupni odziv neke veličine (spomenuli smo reakciju) može biti (zbog malog doprinosa preostalih oblika) približno  $n$  puta veći od odziva pri titranju jednim oblikom.

Pri tome raste područje pa i vjerojatnost nastupa rezonancije jer pobuda lakše „upadne“ u šire, opasno područje. Na primjeru s dva stupnja slobode bez prigušenja (slika 7.), lako je uočiti proširenje područja rezonancije (s  $\Delta_1$  na  $\Delta_2$ ) ako s omjera perioda  $T_1 = 2T_2$  pređemo na nešto bliže periode  $T_1 = 1,5T_2$ , uz isti dinamički koeficijent pomaka  $R_d = 4$ . To je sa gledišta širine opasnog područja čak nepovoljnije od slučaja vrlo bliskih perioda ( $T_1 \approx T_2$ ).



Slika 7. Dinamički koeficijent pomaka vrha posmičnog okvira pri harmonijskoj pobudi donje prečke

Prigušenje ne utječe na ove zaključke već samo smanjuje iznos dinamičkog koeficijenta. Štoviše, za uobičajene vrijednosti  $\zeta = 5\%$  i  $R_d < 5$  nema znatnijeg odstupanja među krivuljama rezonancije određenim bez učinka prigušenja i s njim.

Istaknimo na kraju još dvije činjenice. Prvo, kod osnosimetričnih i višeosno simetričnih zgrada redovita je pojava grozdova – grupiranja nekoliko oblika titranja s bliskim (istim) periodima pa je opisana pojava česta, ali opasna samo ako grozd sadrži prvih nekoliko oblika. I drugo, kod klasičnog (linearnog) problema vlastitih vrijednosti titranje združenim oblikom nije moguće jer su oblici titranja međusobno ortogonalni. Ipak,

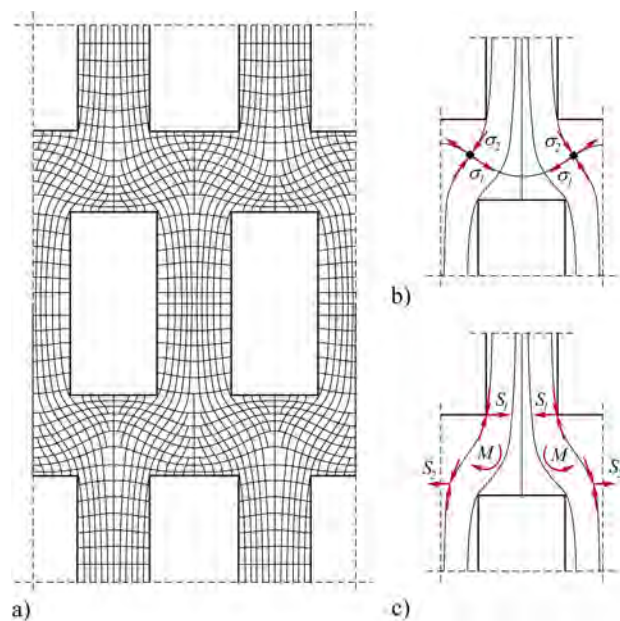
bliski se oblici na realnoj konstrukciji mogu međusobno kombinirati zbog nepotpunosti i nepouzdanosti modela, učinaka geometrijske ili materijalne nelinearnosti, popuštanja temelja i slično, čime opet može nastati višestruko povećanje odziva.

Zaključimo: iako konstrukcija nije dvoosno simetrična oblici su titranja gotovo neovisni. Matrica je krutosti s obzirom na tri stupnja slobode gibanja gotovo dijagonalna pa su dinamičke jednadžbe slabo povezane. Naravno, dijagonalna matrica (koncentriranih) translacijskih masa ne veže dinamičke jednadžbe.

Opisana je dispozicija bila prihvatljiva za tadašnju razinu propisanih seizmičkih sila (koeficijent poprečne reakcije iznosio je 8%) i relativno dobre uvjete temeljenja. Budući da su prva dva oblika titranja translacijska, a središta katnih masa pri titranju leže približno na pravcu, kvazistatički je pristup, uz dodatak doprinosa slučajne torzije (za ekscentricitet 5%), bio dobra aproksimacija dinamičkog proračuna građevine.

### 3.2 Nepovoljno oblikovanje zidova

Arhitektonski primamljiva zamisao o privlačnijem izgledu zidova s naizmjenično pomaknutim redovima katnih otvora remeti jasan prijenos vertikalnih opterećenja jer stupovi gube kontinuitet – bivaju naglo prekinuti prozorskim otvorima. Zbog toga se, dolazeći iz stupa, trajektorije naprezanja naglo razdvajaju i skreću oko prozora u susjedne stupove (slika 9.a).

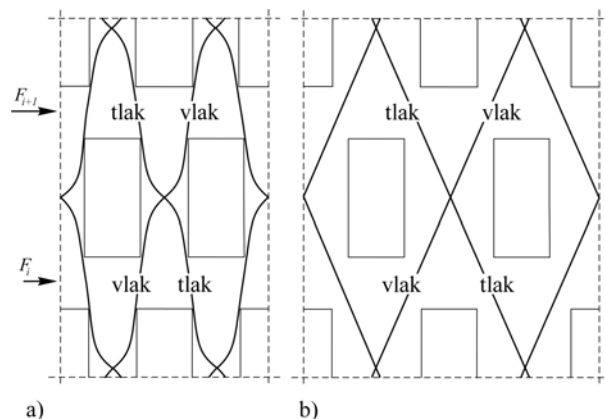


**Slika 9. Tok glavnih naprezanja u zidovima: a) skica trajektorija, b) skretanje u prečki, c) skretne sile i momenti u prečki**

Time nastaje iskrivljenje trajektorija (slika 9.b) što uzrokuje velika glavna kosa naprezanja ( $\sigma_1, \sigma_2$ ) i pop-

rečne sile u prečki. Štoviše, skretne sile  $S_1$  i  $S_2$  uzrokuju naizmjenična tlačna i (posebno nepovoljno) vlačna naprezanja rubova, a parovi tih sila savijanje prečke (slika 9.c). Usput, skretne se sile u presjecima poništavaju pa uzdužna sila u prečkama iščezava. Primijetimo da nema izrazitog zbližavanja trajektorija oko uglova što koncentraciju naprezanja čini prihvatljivom.<sup>1</sup> Slično tome, ni tok trajektorija kroz stupove nije pretjerano gust pa su iznosi uzdužnih sila među otvorima uobičajeni.

Međutim, pri opterećenju potresnim kombinacijama vitki su stupovi i prečke opterećeni većim momentima i poprečnim silama. Naime, zbog blisko raspoređenih otvora, u zidu nastaju vrlo uska i strma područja zbijenih trajektorija naprezanja koja pokazuju izrazito naprezane dijelove zida. Oblik područja možemo, bez velike pogreške, predočiti trajektorijama koje prate ekstremna glavna naprezanja (slika 10.a).



**Slika 10. Tok ekstremnih glavnih naprezanja pri potresu: a) izvorno stanje, b) pri većem razmaku otvora**

Uspravni tok uz rub otvora znak je rubnih tlačnih odnosno vlačnih naprezanja stupova svojstvenih mehanizmu savijanja. Krivljenje trajektorija pri sredinama stupova upućuje na posmična naprezanja i poprečne sile, a prolazak tik uz uglove veliku koncentraciju naprezanja. Međutim, poznato je da dobro oblikovani široki zidovi preuzimaju horizontalno opterećenje posmičnim mehanizmom, bez znatnoga savijanja, koji možemo prikazati sustavom trajektorija naprezanja puno blažeg nagiba (približno  $45^\circ$  prema horizontali). U našem slučaju trajektorije teže takvom, položenijem toku pa nastoje maksimalno iskoristiti uzani prostor kojim raspolažu. Zbog toga prolaze uz uglove otvora koji ih vraćaju nazad, u prostor prečke, čime dobivaju krivocrtnu putanju. Otvori dakle sprječavaju blaži nagib trajektorija, svojstven širim zidovima.

Iz ovih je razmatranja jasno da se jednostavnim razmicanjem otvora mogao napraviti povoljniji oblik zida, s izravnim preuzimanjem seizmičkih sila putem tlačnih odnosno vlačnih dijago-

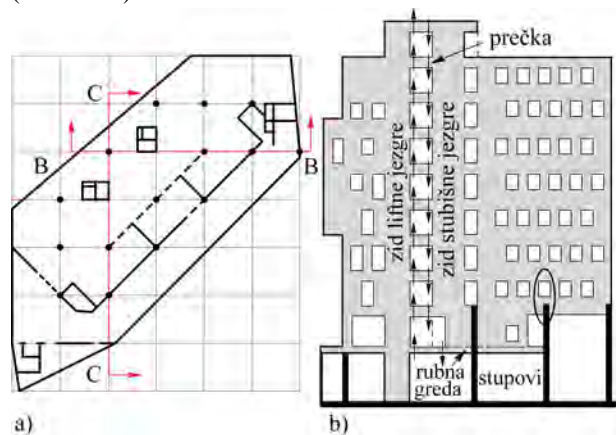
<sup>1</sup>„Po osjećaju“ je lako zaključiti da bismo zaobljenjem uglova ili još bolje tvorbom kružnog otvora dodatno ublažili naglo skretanje i koncentraciju trajektorija. Dakako, ovo konstruktorsko (nikako arhitektonsko) preoblikovanje zida služi samo pojašnjenju problema nepovoljnog nizanja otvora.

nala (slika 10.b). Tada se, uz nešto truda za armiranje dodatnom kosom armaturom, mogao postići vrlo učinkovit i duktilan sustav za preuzimanje efektivnih sila potresa [7].

Opisane su pojave, zbog velikih unutarnjih sila, izrazito naglašene u nižim etažama. Štoviše, unutarnji zidovi nisu kontinuirano već točkasto oslonjeni (na stupove podruma) pa je nužnost pravilnog oblikovanja i raspodjele armature očita. Istaknimo da znatan doprinos otpornosti zida pruža rubna greda (nužno ojačanje prekinutog plošnog nosača) jer pomaže premostiti raspon među stupovima.

### 3.3 Nedostatna nosivost prečki

Prečke, opisane u prethodnom odjeljku, nisu jedine nepovoljno naprezane prečke statičkoga sustava. Ako promotrimo presjek B–B (sličan je i C–C; slika 11.a), vidimo da se prekidom stubišne jezgre u razini podruma dio njezine težine predaje jezgri lifta putem savijanja prečaka (slika 11.b).



Slika 11. Zidovi sa slabim prečkama: a) tloris, b) presjek

Prečke su kratke pa prevladava utjecaj poprečne sile. U preuzimaju težine jezgre znatno pomažu rubna greda, greda podruma (podupire suprotne uglove jezgre) i naročito bliski stup. U istome je presjeku trebalo provjeriti i koncentrirano djelovanje stupa na prečku (zaokruženo na slici 11.b). Radi se o lokalnom unosu velike sile jer stup preuzima vertikalnu reakciju zida s otvorima. Zbog toga prečka ima velike momente i poprečne sile. Usput, pri dokazu nosivosti prečaka uzeta je u obzir sudjelujuća širina ploča.

## 4 Dodatni proračuni i rezerve nosivosti

Provjera armature i pomaka modela prije projekta nadogradnje potvrdili su korektnost proračuna, a dodatne analize mali utjecaj  $P - \Delta$  učinka i zanemarivu razinu uzdužnih sila prema kritičnim vrijednostima. Primjerice, produljenje perioda zbog smanjene krutosti prema savijanju (prouzročene tlačnim silama) iznosilo je oko 5%. Dodatne su analize napravljene na razini detalja, elemen-

ta i konstrukcije. Spomenimo da su prvotni proračuni provedeni programom STAAD–III [4], a naknadne analize programima SAP [5] i ETABS [6]. Rezerve nosivosti, procijenjene nakon nelinearnih statičkih i dinamičkih proračuna, prikazane su u tablici 1.

Tablica 1. Procijenjene rezerve nosivosti u konstrukciji

Elementi konstrukcije	Rezerve nosivosti u konstrukciji [%]	
	Kombinacije opterećenja vertikalna	horizontalna
temeljna ploča	30	40
stupovi	30	30
jezgre podruma	70	50
zidovi podruma	50	40
liftne jezgre	50	30
stubišne jezgre	20	10
vanjski zidovi	30	20
unutarnji zidovi	20	10
greda podruma	20	10
rubne grede	20	40
katne ploče	20	40
lokalni tlak	30	40

Nepovoljan učinak proboja temeljne ploče smanjen je djelovanjem podložnog sloja mršavog betona. Zbog dobre kvalitete sloja ploča praktički leži na nearmiranoj ploči slabijih svojstava, pod kojom je dobro tlo, konsolidirano višegodišnjim pritiskom građevine.

Provjera lokalnog tlaka odnosi se na spojeve stupova i zidova, odnosno grede podruma sa zidovima i uglovima stubišnih jezgri. Spomenimo na kraju da detaljnim pregledom građevine (nakon 11 godina uporabe) nismo uočili oštećenja konstrukcije.

## 5 Kratki opis nadogradnje

Na postojeću je konstrukciju dodano pet etaža. Visine etaža iznose 4,05 m, osim posljednje koja je visine 5,05 m. Građevina je povišena s 33,7 m na 56,3 m. Pri tome je tlorisni oblik zgrade ostao sačuvan (slika 12.), a omjer širine prema visini je porastao na 1 : 2,8. Nadogradnja je izvedena u čeliku, sa spregnutim stropnim pločama koje se oslanjaju na jezgre i stupove, a po rubu na



Slika 12. Nadograđena zgrada

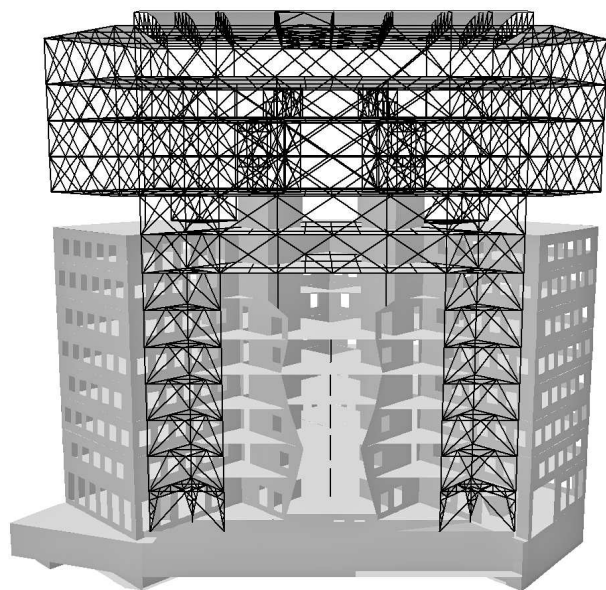
visoke obodne rešetke s križnom ispunom, koje pridržavaju četiri tropojasna rešetkasta stupa i zidovi prvotnog stanja. Krovnu konstrukciju čine ravninski rešetkasti nosači padajućih dijagonala, raspona 20,2 m. Spojevi konstrukcije su pretežno vijčani, pri čemu je preciznost spajanja i podudaranje rupa čak i za vrlo složene detalje (slika 13.) bila izvrsna. Upoznajmo se u nastavku s osnovnim elementima statičkog sustava nadogradnje.



Slika 13. Složeni čvor

## 6 Temeljna zamisao konstrukcije nadogradnje

Zbog cik-cak rasporeda otvora koji oslabljuju većinu zidova odlučili smo zamisao nadogradnje temeljiti na njihovom rasterećenju. Precizirajmo odmah: vlastitu težinu i stalni teret nadogradnje u cijelosti predati postojećim jezgrama i novim rešetkastim stupovima (slika 14.).



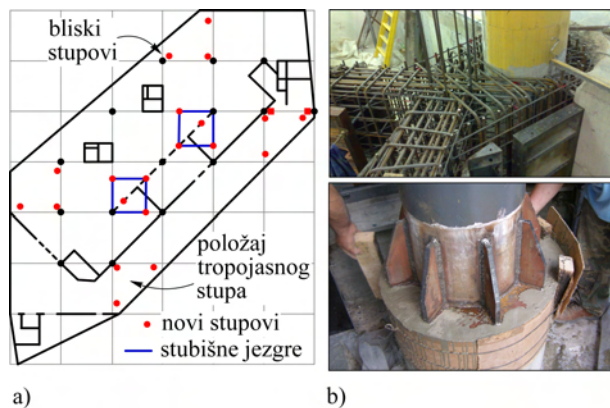
Slika 14. Numerički model građevine za stalna djelovanja

Ostala opterećenja: pokretno, vjetar, snijeg i potres djeluju, nakon spajanja čeličnog i ab dijela, na građevinu kao cjelinu. Ovu je razdiobu opterećenja trebalo realizirati prikladnim fazama montaže. Opišimo stoga značajke i ponašanje statičkog sustava pomoću glavnih sastavnica postupka izvedbe.

## 7 Faze montaže

**1. faza: izvedba novih armiranobetonskih stupova.** Dio opterećenja nadogradnjom preuzimaju prekinute stubišne jezgre, dijelom pridržane zidnim prečkama i gredom podruma (odjeljak 3.3). Ti su elementi bili prilično iskorišteni i za prvotno stanje pa je za potrebe nadogradnje jezgru i gredu trebalo poduprijeti stupovima (slika 15.a).

Na taj način težina nadogradnje slabo opterećuje prečke i gredu, ponajprije zbog progiba temeljne ploče.



Slika 15. Novi ab stupovi: a) položaj, b) detalji: armature uz postojeći stup (gore), spoja sa čeličnim stupom (dolje)

Na slici 15.a vidimo i položaje novih, tropojasnih čeličnih stupova pri rubovima građevine. Postojeći i novi stupovi ( $\varnothing 60\text{ cm}$ ,  $A_a = 20\text{ cm}^2$ ) ponegdje su vrlo bliski (slika 15.a), pa je problem proboja kroz temeljnu ploču trebalo riješiti izvedbom niskih zidova i prstena oko postojećih stupova (slika 15.b gore). Novi je stup položen na spoju zidova, tik uz postojeći stup. Preuzimanje posmičnih naprezanja na spoju prstena i stupa (ostvareno trnovima i nazubljenjem plohe spoja) jamči prijenos dodatne uzdužne sile povećanim promjerom pa je učinak proboja smanjen. Svi se ab stupovi prekidaju nakon prodora kroz strop podruma. Na njih se potom nastavljaju čelični stupovi nadogradnje (slika 15.b dolje).

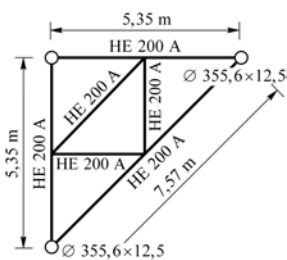
**2. faza: montaža glavne čelične konstrukcije.** Približno polovinu novoga vertikalnog opterećenja preuzimaju rešetkasti tropojasni stupovi s K-ispunom i horizontalnim trokutnim ukrutama u razini katnih ploča (slike 16. i 17.).



Slika 16. Dio nadogradnje sa samostalnim stupovima



Na slici 16. možemo uočiti dva samostalna stupa, položena izvan ab dijela građevine, koja se bez pridržanja pružaju od temeljne ploče do nadogradnje. Poprečni je presjek stupa istokračni trokut, duljine osnovice 7,6 m i stranice 5,4 m (slika 17.). Omjer visine stupa prema osnovici jest povoljnih  $29,7/7,6 = 3,9$ .



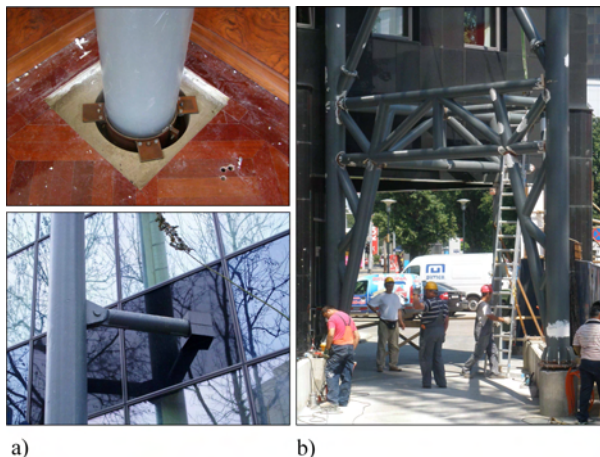
Slika 17. Presjek stupa

Od ostalih stupova jedan dijelom, a drugi potpuno prolazi kroz ab dio (slika 18.), pa su za pridržanje pojasa poslužile stropne ploče (slika 19.a).



Slika 18. Dio nadogradnje sa stupovima kroz ab dio

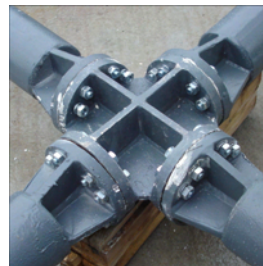
Pojasi koji prolaze uz fasadu kratkim su cijevima  $\varnothing 127 \times 5$  pridržani za ploče (slika 19.a dolje). Pri tome je trebalo omogućiti nesmetanu uzdužnu deformaciju pojasa zbog promjene temperature.



Slika 19. Pridržanje pojasa rešetkastog stupa: a) pločom, b) portalom u prizemlju

Pojase tvore cijevi  $\varnothing 355,6 \times 12,5$ , K-ispunu cijevi  $\varnothing 193,7 \times 7,1$ , a ukrute u razini ploča profili HE 200 A. Zbog povećanja kritične sile izvijanja stupa i preuzimanja dijela poprečnih sila potresa samostalni stupovi počinju jakim portalima s pojasma  $\varnothing 193,7 \times 7,1$  i ispunom  $\varnothing 168,3 \times 5$  (slika 19.b).

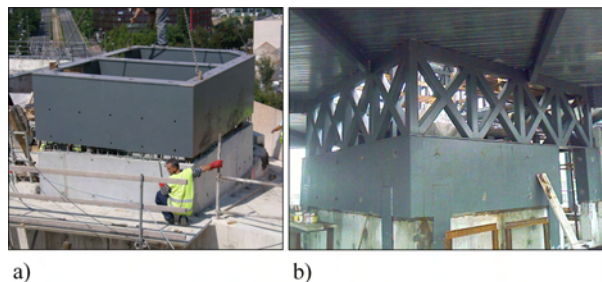
Na stupove su postavljene visoke, višepojasne obodne rešetke koje određuju oblik nadogradnje (slike 16. i 18.). Pojase rešetki tvore rubovi novih katnih ploča HE 200 i HE 220 A, a ispunu križno postavljene, međusobno spojene cijevi  $\varnothing 193,7 \times 7,1$  (slika 20.).



Slika 20. Križni spoj

Uglove rešetke određuju vertikale  $\varnothing 193,7 \times 7,1$ . U tako zamišljenoj dispoziciji ploče sprječavaju izvijanje obodnih rešetki izvan vlastitih ravnina, a križna ispunjena potpognuta jezgrom bočno pomični oblik izvijanja nadogradnje. U ovoj fazi obodne rešetke djeluju kao visokostijeni nosači s prepustima (slika 14.). Raspon nosača (između rešetkastih stupova) iznosi 24 m, prepusti (od rešetkastih stupova do ruba zgrade) su 14,3 m, a visina (od gornjeg ruba ab jezgri do vrha građevine) 17,2 m.

Spajanje stare i nove konstrukcije na mjestu jezgri ostvareno je nastavkom postojeće i sidrenjem (bušenjem) nove armature  $\varnothing 12/15$  cm iz zidova u metalni sanduk (debljine limova 12 mm). Sanduk je u komadu postavljen i trnovima spregnut za beton kojim je zapunjen (slika 21.a). Pomoć uglovnoj armaturi pri preuzimanju sila vjetrova i potresa pružaju metalne trake (debljine 12 mm) zavarene pri uglovima za stijenku sanduka i trnovima (uz lijepljenje) spregnute s ab zidovima jezgre (slika 21.b).

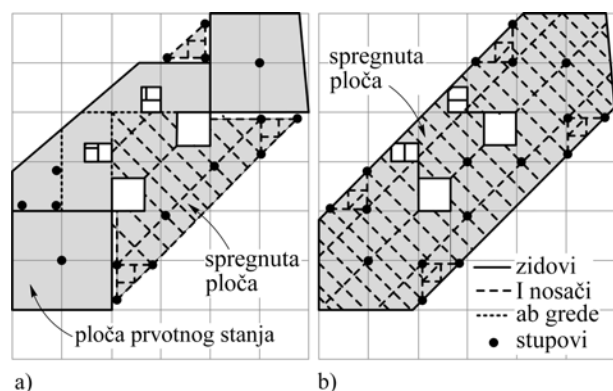


Slika 21. Nastavak ab jezgre: a) postavljanje metalnog sanduka, b) spoj sa spregnutom pločom kata

Na sanduk je zavarena vrlo kruta rešetka, križne ispune, na koju se oslanja spregnuta ploča kata. S tom se konstrukcijom spajaju rešetkaste jezgre sa stupovima  $\varnothing 160 \times 10$ ,  $\varnothing 180 \times 12,5$  i  $\varnothing 200 \times 10$ , prečkama u razini stropova HE 160 A, HE 220 A i HE 240 A, te tlačno-vlačnim dijagonalama  $\varnothing 120 \times 8$  i  $\varnothing 100 \times 7,1$ . Otvori su omeđeni vertikalama HE 120 A iznad kojih kratke razupore  $\varnothing 120 \times 8$  imaju funkciju prečaka.

Gornji pojas krovne rešetke izveden je od  $\varnothing 160 \times 8$ , donji od HE 140 B, prva dijagonala i vertikala od  $\varnothing 120 \times 8$ , a preostale od  $\varnothing 100 \times 5$ . Podrožnice su izvedene od UPN 200, a pokrov od visokoprofiliranog lima s izolacijskim slojevima. Rešetke su izvan vlastitih ravnina, osim podrožnicama i pokrovom, na krajevima (u ravnini fasade) pridržane dijagonalama  $\varnothing 100 \times 7, 1$ .

**3. faza: betoniranje stropnih ploča.** Stropne se ploče, spregnute izvedbe, oslanjanju na postojeće jezgre, obodne rešetkaste nosače, tropojasne i samostalne stupove. Samostalni su stupovi  $\varnothing 355, 6 \times 12, 5$ , položeni duž dijagonale mreže i u njoj paralelnoj osi i ponajprije služe smanjenju raspona stropnih ploča. Pri tome treba razlikovati ploče umetnute u (prije prazan) prostor postojećeg stanja (7. i 8. kat; slika 22.a) i tipične ploče nadogradnje (9. – 12. kat; slika 22.b).

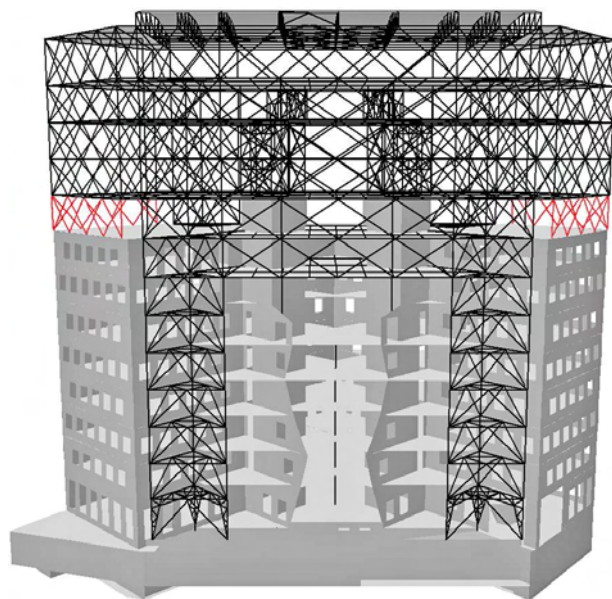


**Slika 22. Nove spregnute ploče: a) u prostoru omeđenom prvotnim stanjem, b) tipična ploča nadogradnje**

Razmaci poprečnih (sekundarnih) nosača IPE 240 su 2,5 do 3 m, a uzdužnih (glavnih) HE 500 A, IPE 550 i HE 360 A 6,35 m. Potonji su nosači umetnuti između postojećih ab jezgri. Debljina ab ploče jest 12 cm. Sprezanje je ostvareno jednim redom duktilnih valjkastih moždanika s glavom  $f19 \times 100$  na razmaku od 150 mm. Pri tome je izvedeno potpuno sprezanje s poprečnim, a djelomično s glavnim nosačima, koeficijenta sprezanja  $\eta = 0,93$ . Spajanje postojećih i novih ploča ostvareno je posebnim detaljem kojim se kompenzira razlika u slijevanju starog i novog dijela zgrade.

**4. faza: umetanje križnih spregova.** Tek nakon betoniranja ploča, postavljanja podnih slojeva, pokrova i većine fasade umetnut je prvi red križne ispune  $\varnothing 193, 7 \times 7, 1$ , čime je spojen stari i novi dio građevine (slika 23.). Nakon toga je postavljen pripadni, posljednji dio fasade i završena unutrašnjost zgrade. Spajanjem ab i čeličnog dijela ponajprije je spriječen opasan torzijski odziv nadogradnje zbog djelovanja potresa i osobito vjetra kao česte nesimetrične pobude. Štoviše, spriječen je i torzijski oblik izvijanja čitave nadogradnje rotacijom oko liftnih i stubišnih jezgri.

Opisani je postupak izvedbe zbog složenih gradilišnih uvjeta realiziran ponešto drugačije, ali je osnovna zamisao o djelomičnom rasterećenju ab zidova s otvorima ostala sačuvana. I numerički je model napravljen prema opisanim fazama čime dobivamo ispravnu razdiobu unutarnjih sila među nosivim elementima prvotnog stanja i nadogradnje.



**Slika 23. Spajanje ab i čeličnog dijela modela umetanjem križnih spregova (crveno)**

Bez proračuna prema fazama dobili bismo manje sile u ab, a veće u čeličnim elementima jer bi nadogradnja preuzela dio stalnih djelovanja prvotnog stanja i time rasteretila ab dio konstrukcije što nije ispravno.

Osvrnimo se u nastavku na temeljne numeričke pristupe primijenjene pri proračunu konstrukcije. Pri tome ćemo upozoriti i na konstruktorske probleme koje je u skladu s rezultatima proračuna i osobitostima konstrukcije trebalo riješiti.

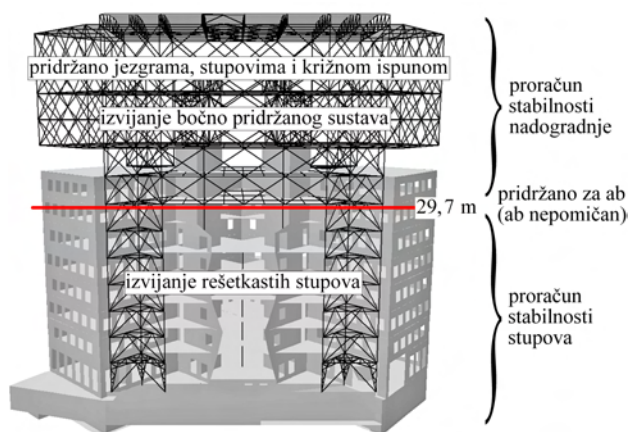
## 8 Statički proračun

Proračuni provedeni za postojeće stanje (4. poglavlje) dodatno su prošireni zbog znatnoga porasta broja jednadžbi i problema s konvergencijom postupka proračuna. Tako je za potrebe  $P - \Delta$  proračuna sustav jednadžbi u svakoj iteraciji metode Newton – Raphson riješen rastavljanjem prema Choleskome (engl. *Cholesky decomposition*) primjenom paralelne (dva procesora i osam jezgri) višefrontalne metode za slabo popunjene matrice (engl. *parallel multifrontal direct sparse solver*). Proračun je proveden obnavljanim Lagrangeovim pristupom (engl. *updated Lagrangian formulation*) uz kontrolirani prirast sile, a praćenje stabilnosti postupka metodom traženja po pravcu (engl. *line search method*) uz primjenu uzastopne prekomjerne relaksacije

(engl. *successive overrelaxation method*). Pri dimenzioniranju je uzeto u obzir plastično popuštanje i povećanje duljina izvijanja, sila i pomaka zbog  $P - \Delta$  učinka. Doprinos geometrijske nelinearnosti iznosio je oko 10%. Numerička aproksimacija lokalnog izvijanja zahtijevala je dobru diskretizaciju modela i opterećenja.

### 9 Proračun stabilnosti

Statičkim proračunom nisu ustanovljeni znatni horizontalni i torzijski pomaci modela jer je ab dio ostao nepomičan, a stabilizacijski su elementi nadogradnje osigurali dostatnu bočnu i torzijsku krutost sustava. Provjerom stabilnosti postojećih ab stupova i zidova s imperfekcijom nije utvrđeno prekoračenje nosivosti presjeka. Na taj se način proračun stabilnosti konstrukcije svodi na provjeru novih stupova i konstrukcije nadogradnje oslonjenih na ab dio (slika 24.). Pritom su analizirani slučajevi s posljednje umetnutom križnom ispunom i bez nje.



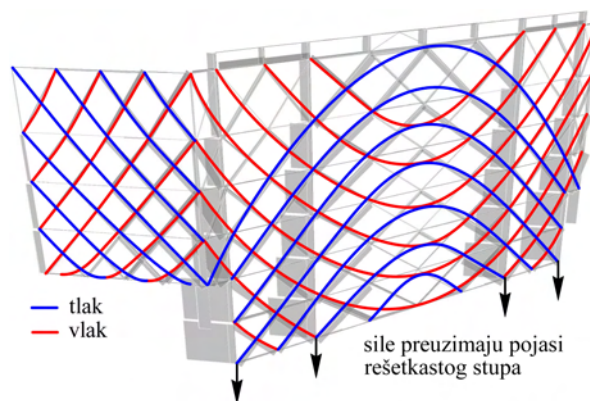
Slika 24. Raščlamba statičkog sustava zgrade

Zbog dodatne stabilnosti numeričkog postupka, proračun je realiziran dinamičkim pristupom. Upotrijebljene su matrica koncentriranih masa, matrica prigušenja temeljena na Rayleighijevu modelu i geometrijski nelinearna matrica krutosti određena prema formulaciji velikih pomaka i umjereno velikih kutova zaokreta. Statičke kombinacije su zadane primjenom vrlo malih prirasta opterećenja jer ubrzanje (inercijalne sile) na smije utjecati na rezultate proračuna. Problem je riješen izravnom integracijom jednadžbi gibanja, metodom Hilber–Hughes–Taylor alfa (HHT $\alpha$ ) uz  $\alpha = 0$  i nešto kraći vremenski korak od  $\Delta t = 10^{-4}$  s.

#### 9.1 Proračun stabilnosti konstrukcije nadogradnje

Radi lakšeg objašnjenja, smatramo rešetkaste obodne nosače diskretnom inačicom visokostjenog nosača, s preputima u fazi montaže. Tok tlačnih i vlačnih trajektorija u punostjenom nosaču dobro se podudara s položajem i silama u štapovima rešetke (slika 25.). Pri tome treba uočiti pojavu lukova odnosno lančanica koje se

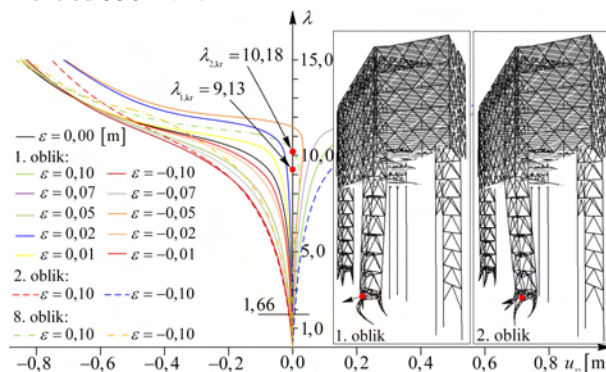
međusobno podupiru u čvorovima. Iako lančanice pridržavaju (stabiliziraju) lukove, trebalo je provjeriti stabilnost križne ispune unutar i izvan ravnine rešetke, ali samo između stropnih ploča jer sprječavaju izbočenje čitave fasadne plohe. Slično tome, dovoljno je bilo među pločama provjeriti i uglovne stupove odnosno stupove i ispunu jezgri. Rubni nosači stropnih ploča su zatege tlačnih i razupore vlačnih trajektorija pa je trebalo voditi računa o razlici uzdužnih sila koje se u njima javljaju. Također, posebna je pozornost posvećena preuzimanju unutarnjih sila na spojevima čeličnih i ab jezgri. Spomenimo na kraju i provedbu uobičajenog dimenzioniranja krovnih spregova i rešetkastih nosača.



Slika 25. Trajektorije napreznjenja u obodnim nosačima

#### 9.2 Proračun stabilnosti stupova

Čelični stupovi koji podupiru dio nadogradnje, složenog su presjeka, ekscentrično opterećeni i pridržani za fasadu na koti 29,7 m (slika 24.). Najveća nefaktorirana sila na toj razini iznosi 6800 kN. Unutrašnji pojas preuzima 2400 kN, a dva vanjska, svaki po 2200 kN. Ekscentricitet sile iznosi 81 mm, što stupu daje početni poremećajni moment od 550 kNm.



Slika 26. Funkcije ravnoteže pri vertikalnom opterećenju: sila – horizontalni pomak čvora u razini portala

Da bismo osigurali štapno ponašanje stupa kao cjeline trebalo je paziti na dvije stvari. Prvo, kritične sile izvijanja pojasa među čvorovima (lokalno), štapova K–ispune i torzijskog izvijanja stupa kao cjeline moraju

biti veće od kritične sile izvijanja čitavog stupa savijanjem. I drugo, sve četiri kritične sile moraju biti dobro razmaknute što postižemo izborom prikladnih vitkosti štapova. Time dobivamo ponašanje koje proizlazi iz stabilnoga simetričnog razgranjenja, neosjetljivog prema geometrijskoj imperfekciji (slika 26.). Funkcije ravnoteže nemaju kritičnih točaka u poslijekritičnom području, pa se u tome smislu i ne radi o problemu stabilnosti nego o problemu velikih pomaka s očvršćenjem. Imperfekcije su zadane u obliku prvog ( $\lambda_{1,kr} = 9,13$ ), drugog ( $\lambda_{2,kr} = 10,18$ ) i osmog ( $\lambda_{8,kr} = 12,4$ ) oblika izvijanja stupa gdje su  $\lambda_{i,kr}$  koeficijenti sigurnosti za nefaktorirano opterećenje. Iznos maksimalne imperfekcije označen je s  $\varepsilon$ . Osmi je oblik nešto veće kritične sile, ali sadrži izvijanje savijanjem i torzijom što ga čini osjetljivijim prema imperfekciji pa ga je trebalo provjeriti.

U načelu, ako su oblici izvijanja podudarni ili bliski postoji opasnost od složenog izvijanja – gubitka stabilnosti istodobnom pojavom više pojedinačnih oblika koju prati veća, ponekad i izrazita osjetljivost prema imperfekciji jer nastaje simetrično ili još gore nesimetrično labilno razgranjenje neporemećenog statičkog sustava.

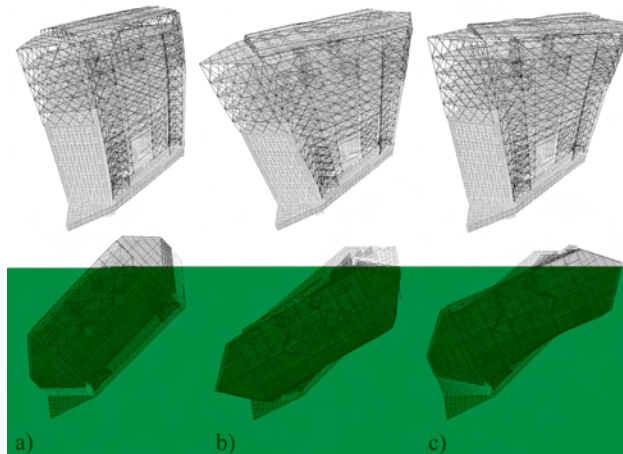
Međutim, najveću zaslugu za ovako visoku sigurnost stupa protiv izvijanja imaju portali jer znatno povećavaju bočnu (fleksijsku) krutost i kritičnu silu izvijanja stupa, čime plastično popuštanje pojasa u čvorovima postaje mjerodavno ( $\lambda_{pl} = 1,66$ ).

Spomenimo još da su stupovi koji prolaze uz (kroz) ab dio konstrukcije pridržani stropnim pločama, pa dio ili čitava K–ispuna na tim mjestima nije potrebna. Dokaz stabilnosti svodi se na provjeru pojasa s duljinom izvijanja jednakoj visini etaže.

## 10 Dinamički proračun

U odnosu na prvotno stanje, temeljni se period titranja produljio (s 0,73 s na 0,94 s), ali je oblik titranja (poprečno na građevinu) ostao sačuvan (slika 27.a). Produljenje prvog perioda znači veći doprinos ostalih oblika odzivu građevine, veće horizontalne pomake zgrade i porast relativnih horizontalnih pomaka etaža, što je trebalo provjeriti. Za razliku od prvotnog stanja, drugi oblik titranja osim produljenja perioda (s 0,44 s na 0,58 s) sadrži znatan udio torzije (slika 27.b), poglavito zbog rotacije nadogradnje (slabije ukrućene umetnutim spregovima; slika 23.), ali i torzijskog „omekšanja“ ab dijela zbog velikih tlačnih sila, ponajprije u (relativno bliskim) jezgrama. I treći je period dulji od prvotnoga (0,51 s prema izvornih 0,35 s), ali je ostao u obliku čiste torzije (slika 27.c). Primarni uzrok produljenja perioda jest porast mase građevine koju ne prati dovoljno povećanje horizontalne i torzijske krutosti, dodatno smanjenjem djelovanjem većih tlačnih sila. Da bismo obuhvatili opisane učinke problem vlastitih vrije-

dnosti treba temeljiti na „omekšanoj“ matrici krutosti, naslijeđenoj iz vertikalne kombinacije opterećenja koja djeluje pri potresu. Usput, proračun vlastitih vrijednosti riješen je ubrzanom iteracijom po potprostorima razapetim Ritzovim vektorima određenim na temelju razdiobe mase numeričkog modela.



Slika 27. Glavni oblici titranja zgrade: a) prvi ( $T_1 = 0,94$  s), b) drugi ( $T_2 = 0,58$  s), c) treći ( $T_3 = 0,51$  s)

Zbog bliskosti drugog i trećeg perioda koji sadrže torzijsku komponentu odziva, odlučili smo (prema komentaru u pododjeljku 3.1.2), slučajni torzijski učinak temeljiti na ekscentricitetu od 10%. Glavni smjer djelovanja potresa postavljen je u smjeru poprečne sile koja pripada prvom obliku titranja (os približne simetrije zgrade).

Kao i pri analizi prvotnog stanja (4. poglavlje) odziv na pobudu potresom riješen je primjenom propisanih spektara odziva na metodu modalne superpozicije. Usvojeno je referentno (i proračunsko;  $\gamma_I = 1,0$ ) ubrzanje tla  $a_g = 0,2g$  i  $a_{vg} = 0,9a_g$ , tlo tipa B, koeficijent ponašanja  $q = 3,2$ , CQC (preciznije CQC3) metoda kombiniranja modalnih odziva i SRSS superpozicija potresnih smjerova. Odabrano je prigušenje od 5%.

Zbog nešto duljeg prvog perioda, koeficijent poprečne reakcije iznosio je prihvatljivih 12%. Rešetkasti stupovi sadrže krute portale i dovoljno su pritisnuti težinom stropnih ploča, obodnih rešetki i fasade pa mogu preuzeti mali dio (10%) poprečne reakcije.

Rezultati proračuna su provjereni klasičnom modalnom analizom s pobudom prilagođenim realnim zapisima ubrzanja s podudarnih lokacija. Zapisi su zadani poligonalno ( $\Delta t = 0,01$  s) pa postoji točno rješenje modalnih jednadžbi u svakom koraku  $\Delta t$ . Zbog toga je metoda bezuvjetno stabilna, a veličina koraka služi samo dobrom zadanju potresne pobude i preciznom prikazu odziva.

Model je linearno elastičan pa je plastično popuštanje uzeto u obzir smanjenjem posmičnih i fleksijskih krutosti elemenata na polovinu punih vrijednosti.

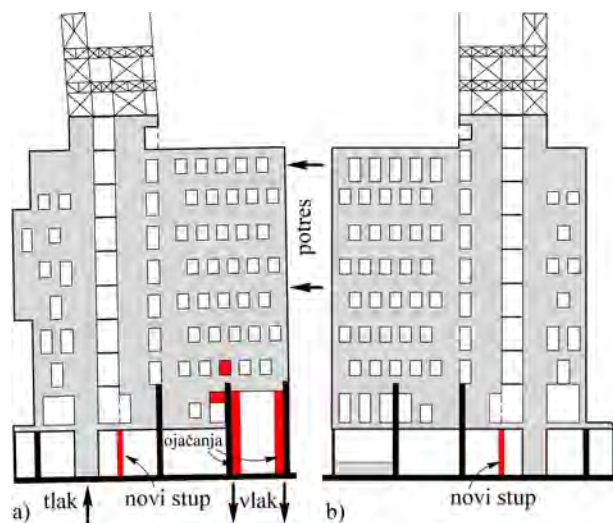
Dimenzioniranje konstrukcije je provedeno na temelju maksimalnih vrijednosti odziva za tri potresna zapisa. U

svakom koraku  $\Delta t$  promatrane su maksimalna i pripadne unutarnje sile za svaki element.

Nosivosti presjeka provjerene su na ekscentrični tlak ili vlak (jednoosno ili koso savijanje s uzdužnom silom) i posebno na poprečnu silu. Kritična mjesta, pomaci i količine armature dobro se podudaraju s rezultatima proračuna dobivenim primjenom propisanih spektara odziva.

Budući da su prečke u presjecima B–B i C–C (slika 11.) iskorištene već za vertikalna opterećenja isključili smo ih iz modela pri potresnim kombinacijama (slika 28.). Na tim je mjestima došlo do lokalnog prekoračenja nosivosti stropnih ploča ali je globalna nosivost konstrukcije zbog višestruke statičke neodređenosti i predviđene duktilnosti detalja ostala sačuvana. Istaknimo da je takav model na sigurnu stranu jer na krajevima prečaka ipak djeluju momenti pune plastičnosti što uklanjanjem prečaka nismo uzeli u obzir.

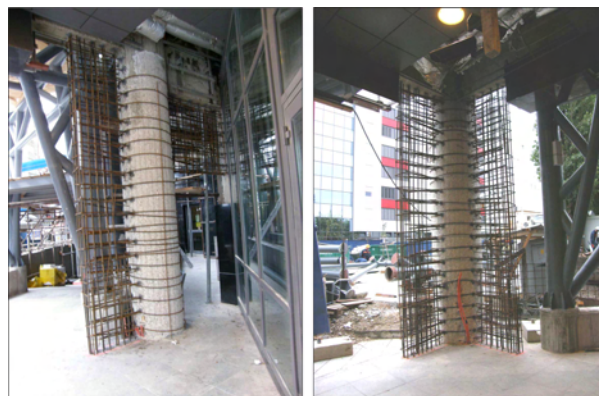
U krajnjim je, slabije vertikalno opterećenim, stupovima presjeka B–B (slika 28.a) pri potresnom djelovanju došlo do poništenja tlačne i pojave vlačne sile od 1400 kN koju je trebalo preuzeti ojačanjima (slika 29.), uz jako sidrenje armature na spoju stupova sa zidom kata.



Slika 28. Model zidova s ojačanjima i isključenim prečkama: a) presjek B–B, b) presjek C–C

## LITERATURA

- [1] Cota, Lj.; Anđelić, M.: *Rekonstrukcija, dogradnja i nadogradnja poslovne građevine Euroherc osiguranja d. d.*, glavni projekt, Zagreb, 2008.
- [2] Krolo, J.; Damjanović, D.: *Izvešće o ispitivanju kvalitete betona ugrađenog u ab konstrukciju poslovne građevine Euroherc osiguranja d. d.*, Građevinski fakultet Zagreb, Zagreb, 2007.
- [3] Chopra, A.: *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Third Edition, Prentice Hall, New Jersey, 2007.
- [4] *STAAD–III/ISDS*, User's Manual, Research Engineers, Inc., Orange, California, 1993.



Slika 29. Ojačanje krajnjih stupova presjeka B–B radi preuzimanja vlačnih sila: a) unutarnjeg, b) uglovnog

Konačno, u presjeku B–B je trebalo zatvoriti i otvor iznad unutarnjeg stupa zbog preopterećenja pripadne prečke.

## 11 Zaključak

Stalnim *monitoringom* pomaka i deformacija, najprije po fazama montaže, a potom i tijekom prve godine uporabe [8], zabilježene su proračunom dobivene, a ponegdje i manje vrijednosti promatranih veličina. Kontinuirano je praćenje uspostavljeno na 14 kritičnih mjesta (10 na ab i 4 na čeličnoj konstrukciji), uz dodatno praćenje vanjske i unutarnje temperature i vlage. Detaljnije su promatrana izrazito opterećena mjesta: prvotni stupovi pri temeljnoj ploči, greda u dvostrukoj ploči podrumskog stropa i pojas rešetkastog stupa u razini portala.

Spomenimo na samome kraju još nekoliko kolega i tvrtki što su sudjelovali u realizaciji projekta. Revident ab dijela građevine bio je Milan Crnogorac, dipl. ing. građ., a čeličnog dijela Želimir Frančišković, dipl. ing. građ. Radove na ojačanju ab konstrukcije, betoniranju spregnutih ploča i novoj prilaznoj rampi izvela je *Tehnika*, d. d. iz Zagreba, a montažu čeličnog dijela tvrtka *Tom*, d. d. iz Uskoplja. Glavni inženjer ovog vrlo zahtjevnog gradilišta bio je Vinko Kovačević, dipl. ing. građ., djelatnik *Tehnike*, d. d. Izvedba nadogradnje trajala je osam mjeseci. Zgrada je u uporabi tri godine, a ponašanje konstrukcije je u skladu s projektom.