

Numerička analiza utjecaja anizotropije zida na nosivost zidanih zidova

Ercegovac, Maša

Master's thesis / Diplomski rad

2022

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj:

University of Split, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy / Sveučilište u Splitu, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:123:854951>

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

Download date / Datum preuzimanja: **2024-09-09**



Repository / Repozitorij:

[FCEAG Repository - Repository of the Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy, University of Split](#)



**SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA ARHITEKTURE I GEODEZIJE**

DIPLOMSKI RAD

Maša Ercegovac

Split, 2022.

**SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA ARHITEKTURE I GEODEZIJE**

Maša Ercegovac

**Numerička analiza utjecaja anizotropije zida
na nosivost zidanih zidova**

Diplomski rad

Split, 2022.

**SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE**

STUDIJ: **DIPLOMSKI SVEUČILIŠNI STUDIJ GRAĐEVINARSTVA**

SMJER: **KONSTRUKCIJE**

KANDIDAT: **Maša Ercegovac**

MATIČNI BROJ (JMBAG): 0083218712

KATEDRA: **Katedra za betonske konstrukcije i mostove**

PREDMET: Zidane konstrukcije

ZADATAK ZA DIPLOMSKI RAD

Tema: Numerička analiza utjecaja anizotropije ziđa na nosivost zidanih zidova

Opis zadatka: Potrebno je numerički istražiti utjecaj anizotropije ziđa na ponašanje nearmiranih i omeđenih zidanih zidova pod statičkim i dinamičkim opterećenjem. Koristiti gotov računalni program DAFIK.

U Splitu, ožujak 2022.

Voditelj Diplomskog rada:
Doc. dr. sc. Marija Smilović Zulim

Komentor:
Doc. dr. sc. Marina Sunara

Predsjednik Povjerenstva za
završne i diplomske ispite:
Izv. prof. dr. sc. Ivo Andrić

Numerička analiza utjecaja anizotropije zida na nosivost zidanih zidova

Sažetak:

U radu je prikazana numerička analiza utjecaja anizotropnih svojstava zida na ponašanje nearmiranih i omeđenih zidanih zidova u uvjetima statičkog i dinamičkog (potresnog) opterećenja, uz pomoć numeričkog modela. Korišten je numerički model za statičku i dinamičku (seizmičku) analizu ravninskih zidanih konstrukcija kojim se mogu simulirati najvažniji nelinearni efekti ponašanja zida, armiranog betona i tla. Rezultati utjecaja anizotropije prikazani su u grafičkom obliku i s tekstualnom interpretacijom. Na kraju su navedeni najvažniji zaključci provedenog istraživanja.

Cljučne riječi:

zidana konstrukcija, nearmirani zidani zid, omeđeni zidani zid, anizotropija zida, numerički model, statička analiza, dinamička analiza

Numerical analysis of the influence of wall anisotropy on the bearing capacity of masonry walls

Abstract:

The paper presents a numerical analysis of the influence of anisotropic masonry properties on the behavior of unreinforced and confined masonry walls under conditions of static and dynamic (earthquake) loading, with the help of a numerical model. A numerical model was used for the static and dynamic (seismic) analysis of planar masonry structures, which can simulate the most important nonlinear effects of the behavior of the wall, reinforced concrete and soil. The results of the influence of anisotropy are presented in graphic form and with a textual interpretation. At the end, the most important conclusions of the conducted research are listed.

Keywords:

masonry construction, unreinforced masonry wall, confined masonry wall, wall anisotropy, numerical model, static analysis, dynamic analysis

SADRŽAJ

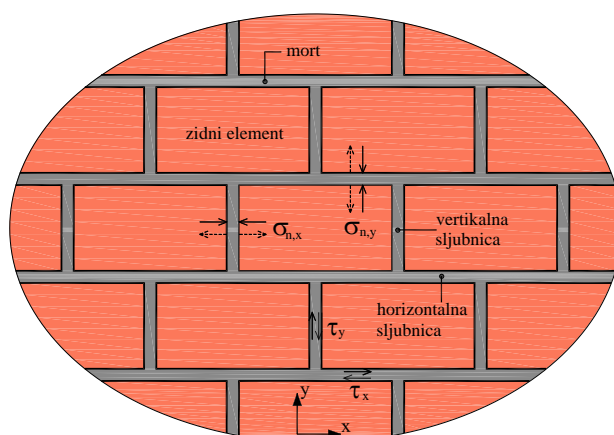
1. UVOD.....	1
2. NUMERIČKI MODEL ZA STATIČKU I DINAMIČKU ANALIZU ZIDANIH KONSTRUKCIJA.....	5
2.1. Općenito	5
2.2. Jednadžba ravnoteže i diskretizacija konstrukcije	6
2.2.1. Prostorna diskretizacija.....	6
2.2.2. Vremenska diskretizacija	9
2.3. Modeli materijala	13
2.3.1. Model ponašanja armiranog betona.....	13
2.3.2. Model ponašanja armature	24
2.3.3. Modeli ponašanja ziđa	24
2.3.4. Model za simulaciju kontakta	33
2.3.5. Model ponašanja tla.....	37
2.4. Neke napomene kod modeliranja realnih zidanih konstrukcija	37
3. NUMERIČKA ANALIZA UTJECAJA ANIZOTROPIJE ZIĐA NA NOSIVOST ZIDANIH ZIDOVA.....	39
3.1. Uvod.....	39
3.2. Općenito o ziđu kao anizotropnom materijalu.....	39
3.3. Osnovni podaci o analiziranim zidovima.....	40
3.4. Rezultati numeričke analize.....	44
3.4.1. Statička analiza.....	44
3.4.2. Dinamička analiza.....	60
4. ZAKLJUČAK.....	74
5. POPIS LITERATURE	75

1. UVOD

Zidane konstrukcije su vjerojatno najbrojnije u povijesti graditeljstva. Najveća prednost im je brza i jednostavna gradnja. Ostale važne karakteristike zidanih konstrukcija su: pouzdanost, trajnost, niska cijena održavanja, otpornost na požar, estetika te dobra zvučna i toplinska izolacija.

Zidanje se najčešće odvija predgotovljenim zidnim elementima povezanim mortom. Za zidne elemente koriste se blokovi od pečene gline, različitih vrsta betona, kamena i drugih gradiva. Mortovi su najčešće vapneni, vapneno-cementni i cementni s različitim debljinama sloja i fizikalnim svojstvima gradiva. Kvaliteta gradnje je također važan čimbenik u krajnjem rezultatu kvalitete konstrukcije. Za graničnu nosivost i deformabilnost zida važan utjecaj ima kvaliteta spoja između zidnog elementa i morta, odnosno razina prijenosa normalnih naprezanja okomito na ravninu spoja i posmičnih naprezanja u spojnoj ravnini.

Za prijenos normalnih tlačnih naprezanja σ_n preko spojne ravnine mjerodavna je tlačna čvrstoća zidnog elementa ili morta (slika 1). Kod toga je najčešće velika razlika u nosivosti i deformabilnosti između horizontalnih i vertikalnih sljubnica. Vertikalna tlačna naprezanja u zidu $\sigma_{n,y}$ su najčešće znatno veća od horizontalnih tlačnih naprezanja $\sigma_{n,x}$, kako zbog djelovanja gravitacijskog opterećenja tako i zbog djelovanja horizontalnih sila (vjetar, potres). Kod toga je tlačna nosivost horizontalnih sljubnica najčešće znatno veća od tlačne nosivosti vertikalnih sljubnica. One su najčešće samo djelomično ispunjene mortom, koji je zbog načina ugradnje obično manje čvrstoće i više deformabilan od morta u horizontalnim sljubnicama.



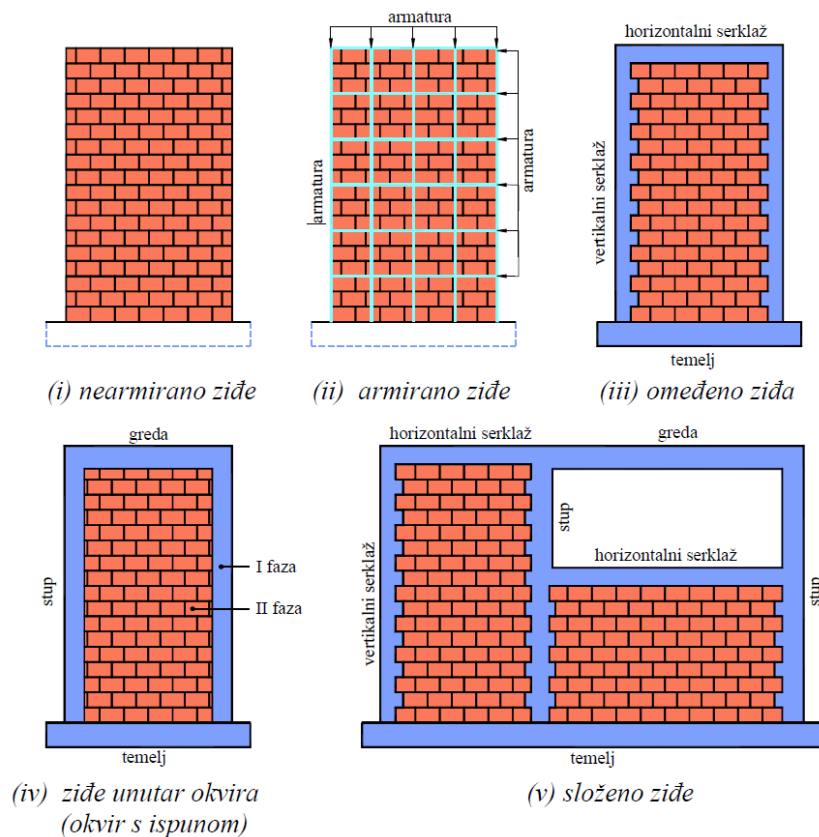
Slika 1 Prijenos normalnih (σ_n) i posmičnih (τ) naprezanja na spoju zidnih elemenata i morta

Za prijenos normalnih vlačnih naprezanja okomito na sljubnicu mjerodavna je prionjivost morta i zidnog elementa. Česti su slučajevi da mort i osobito zidni element imaju relativno veliku vlačnu čvrstoću, a da zbog kvalitete izvedbe prionjivost između morta i elementa bude mala, odnosno da prijenos vlaka okomito na spojnu plohu bude malen. Kod toga se, također, najčešće značajno razlikuju uvjeti u horizontalnim i vertikalnim sljubnicama. Kao što je već rečeno, kvaliteta morta i prionjivost u horizontalnim sljubnicama je obično veća nego u vertikalnim sljubnicama. Isto tako, u horizontalnim sljubnicama postoji predtlak od gravitacijskih opterećenja, dok su u vertikalnim sljubnicama tlačna naprezanja od tih opterećenja zanemariva ili pak vlačna.

Također su različiti uvjeti prijenosa posmičnih naprezanja u horizontalnim (τ_x) i vertikalnim (τ_y) sljubnicama. Razina prijenosa posmika u horizontalnim sljubnicama je veća zbog veće kvalitete morta i bolje prionjivosti, a osobito zbog povoljnog utjecaja tlačnog naprezanja okomito na spojnu plohu.

Anizotropiji ziđa doprinosi i činjenica da zidni elementi često imaju šupljine u vertikalnom smjeru.

Zbog navedenih činjenica, očita je potreba za daljnjim istraživanjima glede mehaničkih svojstava materijala zidanih konstrukcija, kao i konstrukcijskih svojstava zidanih građevina, kako bi se poboljšala sigurnost zidanih konstrukcija na seizmička djelovanja.



Slika 2 Uobičajeni tipovi zida

Zidane građevine mogu biti raznovrsne. Zidovi predstavljaju glavne konstrukcijske elemente u zidanim zgradama, koji osiguravaju njihovu otpornost ne samo za vertikalna opterećenja, već i za horizontalna opterećenja (vjetar i potres). Sukladno [1, 2], terminološki se razlikuju sljedeći tipovi zida (slika 2):

- nearmirano zide (slika 2 (i))
- armirano zide (slika 2 (ii)), s armaturom u horizontalnim i/ili vertikalnim sljubnicama
- omeđeno zide (slika 2 (iii)) je nearmirano zide omeđeno vertikalnim serklažima, horizontalnim serklažima i temeljima
- naknadno izvedeno zide između prethodno izvedenih armiranobetonskih greda i stupova (slika 2 (iv)), tzv. okviri s ispunom

U praksi se sve češće susreće složeno zide kod kojeg se na dijelu zidova, umjesto vertikalnih i/ili horizontalnih serklaža, izvode klasični armiranobetonski stupovi i/ili grede (slika 2 (v)).

Zidane konstrukcije u pravilu imaju složenije ponašanje i zahtijevaju složenije inženjerske proračune i složenije numeričke modele od "čistih" betonskih konstrukcija. Iako postoje brojni numerički modeli za statičku i dinamičku analizu zidanih konstrukcija još uvijek ne postoji takvi modeli koji bi simulirali sve najvažnije nelinearne efekte njihova ponašanja, te u isto vrijeme bili jednostavni i pouzdani. Osnovni razlog ovom problemu je nedostatak spoznaja o složenom ponašanju zidanih konstrukcija, tj. zida (zidni element, mort i njihova veza). Postojeće metode proračuna su većinom empirijske i iskustvene prirode. Ponašanje zidanih konstrukcija izloženih potresnom opterećenju je od primarne važnosti u područjima s izraženom potresnom opasnosti. Razorne štete na zidanim konstrukcijama u posljednjih nekoliko desetljeća uzrokovane potresima potaknule su inženjere da pažljivije razmotre zide kao konstrukcijski materijal, tj. da uoče njegove nedostatke i pronađu načine kako ih prevladati i tako što više umanjiti štete razornih potresa.

[3]

2. NUMERIČKI MODEL ZA STATIČKU I DINAMIČKU ANALIZU ZIDANIH KONSTRUKCIJA

2.1. *Općenito*

Zidane konstrukcije su među najzastupljenijima u graditeljstvu diljem svijeta. Zida je kompozitni anizotropni nelinearni materijal, formiran od zidnih elemenata i morta, koji ima različita svojstva u različitim smjerovima. Anizotropija zidnih elemenata i njihova nepoznata prionjivost s mortom dodatno doprinose složenom ponašanju zida.

Nelinearne analize bazirane na MKE predstavljaju vrijedan alat za opis ponašanja zidanih konstrukcija izloženih statičkom i dinamičkom opterećenju. Navedene analize omogućavaju opis ponašanja zidanih konstrukcija sve do sloma, preko pomaka, ubrzanja, stanja naprezanja (deformacija) i oštećenja konstrukcije.

U okviru MKE, uobičajena su dva pristupa u numeričkom modeliranju zidanih konstrukcija: mikromodeli i makomodeli zida.

Ako se želi što realističnija analiza zidanih konstrukcija, nužno je uključiti brojne nelinearne efekte ponašanja zida, armiranog betona i tla, kao što su primjerice:

- popuštanje zida u tlaku, otvaranje pukotina u zidu u vlak, mehanizam otvaranja i zatvaranja pukotina u zidu kod cikličkog opterećenja, posmično popuštanje zida, anizotropna svojstva čvrstoće i krutosti zida u horizontalnom i vertikalnom smjeru, vlačna i posmična krutost ispucanog zida,
- popuštanje betona u tlaku, otvaranje pukotina u betonu u vlak, mehanizam otvaranja i zatvaranja pukotina u betonu kod dinamičkog opterećenja, vlačnu i posmičnu krutost ispucanog betona,
- utjecaj brzine deformacije na svojstva armiranog betona kod dinamičkog opterećenja,
- popuštanje tla ispod temelja,
- interakcija zid-tlo kod dinamičkog opterećenja,
- način građenja, tj. redoslijed izvođenja zida i serklaža (okvira) i sl.

U ovom su poglavlju prikazana dva numerička modela za statičku i dinamičku analizu dvodimenzionalnih (ravninskih) zidanih konstrukcija, koji uključuju sve prethodno navedene nelinearne efekte njihova ponašanja. Primjenom prethodno navedenih modela, istražen je utjecaj anizotropije na ponašanje zidanih zidova izloženih statičkom i dinamičkom opterećenju (vidjeti *Poglavlje 3*). [4]

2.2. **Jednadžba ravnoteže i diskretizacija konstrukcije**

2.2.1. **Prostorna diskretizacija**

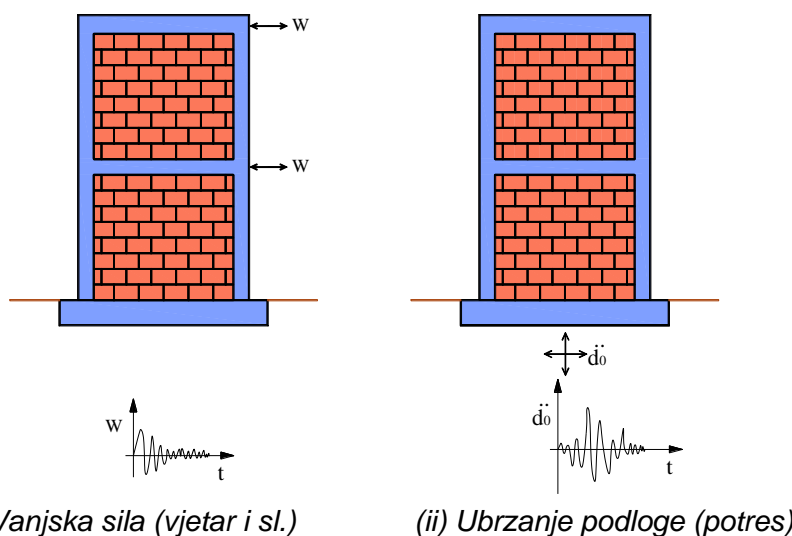
Prostornom diskretizacijom i primjenom metode konačnih elemenata, jednadžba dinamičke ravnoteže zidane konstrukcije može se napisati u obliku:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{R}(\mathbf{u}) \mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (1)$$

gdje su \mathbf{u} nepoznati čvorni pomaci, $\dot{\mathbf{u}}$ brzine i $\ddot{\mathbf{u}}$ ubrzanja; \mathbf{M} je matrica masa, \mathbf{C} matrica prigušenja i $\mathbf{R}(\mathbf{u})$ vektor unutrašnjih čvornih sila; \mathbf{f} je vektor vanjskih čvornih sila, koji može biti primjerice generiran od djelovanja vjetrova, stroja i sl. ($\mathbf{f} = \mathbf{F}(t)$) ili od djelovanja potresa ($\mathbf{f} = \mathbf{M} \ddot{\mathbf{d}}_0(t)$), vidjeti sliku 3. Kod toga je $\ddot{\mathbf{d}}_0$ vektor ubrzanja podloge, a t vrijeme. Matrica krutosti $\mathbf{R}(\mathbf{u})$ koja ovisi o trenutnim pomacima, a u linearno elastičnom sustavu se može napisati kao:

$$\mathbf{R}(\mathbf{u}) \mathbf{u} = \mathbf{K} \mathbf{u} \quad ; \quad \mathbf{K} = \partial \mathbf{R} / \partial \mathbf{u} \quad (2)$$

gdje je \mathbf{K} matrica krutosti konstrukcije.



Slika 3 Dinamička "opterećenja" zidanog zida

Za realne konstrukcije, veza deformacija-pomak je općenito nelinearna, tj.:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B} \mathbf{u} \quad ; \quad \mathbf{B} = \mathbf{B}(\mathbf{u}) \quad (3)$$

što predstavlja tzv. geometrijsku nelinearnost. Naime, zbog promjene geometrije, matrica \mathbf{B} nije linearna već ovisi o pomacima sustava. Veza ε - u poznata je i pod nazivom model geometrije.

Veza naprezanje-deformacija σ - ε , je također općenito nelinearna i predstavlja tzv. materijalnu nelinearnost. Veza σ - ε se može napisati i u obliku:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon} \quad ; \quad \mathbf{D} = \mathbf{D}(\mathbf{u}) \quad (4)$$

gdje je \mathbf{D} matrica veze naprezanje-deformacija i u slučaju elastičnog materijala predstavlja dobro poznatu matricu elastičnih konstanti. Veza σ - ε poznata je pod nazivom konstitutivni zakon ili model materijala.

Za statičke probleme, jednačba (1) se svodi na:

$$\mathbf{R}(\mathbf{u})\mathbf{u} = \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (5)$$

gdje je \mathbf{f} vanjsko statičko (mirno) opterećenje.

Za rješenje svojstvene zadaće problema, koja je nužna za provedbu dinamičke analize (određivanje duljine vremenskog inkrementa kod vremenske integracije jednačbe gibanja), jednačba (1) se svodi na:

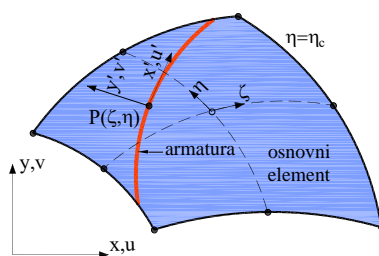
$$\mathbf{K}\mathbf{x} = \lambda\mathbf{M}\mathbf{x} \quad ; \quad (\mathbf{K} - \lambda\mathbf{M})\mathbf{x} = 0 \quad (6)$$

gdje je \mathbf{K} matrica krutosti sustava, \mathbf{M} matrica masa sustava, \mathbf{x} svojstveni vektor i λ svojstvena vrijednost. Svojstvena zadaća je ovdje riješena WYD metodom [13].

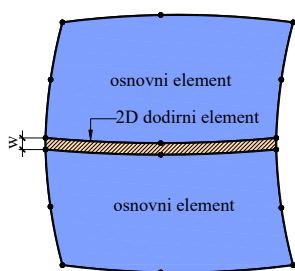
Za prostornu diskretizaciju konstrukcije, koja se ovdje aproksimira stanjem ravninskog naprezanja, koriste se 8-čvorni (eng. "serendipity") elementi (slika 4 (i)). Pod konstrukcijom se podrazumijeva područje konstrukcije izvedeno od nearmiranog ili armiranog betona, nearmiranog ili armiranog ziđa, čelika te tlo ispod temelja. Armatura unutar 2D elementa simulirana je s pomoću 1D šipkastog

elementa, koji doprinosi ukupnoj krutosti 2D elementa. Pretpostavlja se da nema proklizavanja armaturnih šipki.

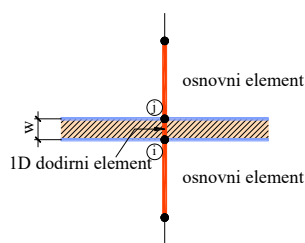
Za modeliranje spoja između tla i temelja ili između morta i zida, koriste se dodirni (kontaktni) elementi (slika 4 (ii)). Mogu se koristiti 2D (plošni) šestočvorni dodirni elementi konačno male debljine w (slika 4 (ii)) za simulaciju kontinuiranog spoja između "osnovnih" 8-čvornih elemenata, ili 1D (štapni) dvočvorni dodirni elementi (slika 4 (ii)) za simulaciju diskretnog (točkastog) spoja između ravninskih elemenata (primjerice za armaturu koja prolazi preko spojne plohe). 2D dodirni elementi mogu simulirati klizanje, odvajanje i utiskivanje na plohi spoja, a na temelju usvojenog modela ponašanja gradiva dodirnog elementa. 1D dodirni elementi mogu preuzeti uzdužne sile i posmik, prema usvojenom modelu ponašanja materijala. Zglobno su vezani na krajevima, s dva stupnja slobode (pomaka) u čvornim točkama.



(i) Osnovni 2D osmočvorni (eng "serendipity") element za armirani beton, zide i tlo



2D dodirni šestočvorni element



1D dodirni dvočvorni element

(ii) Dodirni 2D (kontaktni) elementi na spoju temelja i tla ili između morta i zida.

Slika 4 Konačni elementi za zidanu konstrukciju

2.2.2. Vremenska diskretizacija

Za rješenje jednadžbe (1) koristi se implicitni, eksplicitni ili implicitno-eksplicitni Newmarkov iterativni algoritam kojeg je razvio Hughes [14] i koji je implementiran u [12].

Kod implicitnog algoritma, jednadžba ravnoteže (1) je zadovoljena u vremenu $t_{n+1}=t_n+\Delta t$, odnosno u $(n+1)$ vremenskom inkrementu:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{n+1} + \mathbf{R}(\mathbf{u}_{n+1}, \dot{\mathbf{u}}_{n+1}) = \mathbf{f}_{n+1} \quad (7)$$

pri čemu su:

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_{n+1} &= \bar{\mathbf{u}}_{n+1} + \beta \Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}_n \\ \dot{\mathbf{u}}_{n+1} &= \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1} + \gamma \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_n \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \bar{\mathbf{u}}_{n+1} &= \mathbf{u}_n + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_n + 0,5(1-2\beta)\Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}_n \\ \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1} &= \dot{\mathbf{u}}_n + (1-\gamma) \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_n \end{aligned} \quad (9)$$

U gornjim izrazima Δt je vremenski korak, a n je vremenski inkrement; $\bar{\mathbf{u}}_{n+1}$ i $\bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1}$ su pretpostavljene, a \mathbf{u}_{n+1} i $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}$ su korigirane vrijednosti pomaka i brzina; β i γ su parametri koji određuju stabilnost i točnost metode [15].

Uvrštavanjem jednadžbi (8) i (9) u (7), te uvođenjem inkrementalno-iterativnog postupka rješavanja općeg nelinearnog problema, dobiva se tzv. efektivni statički problem:

$$\mathbf{K}_\tau^* \Delta \mathbf{u} = (\mathbf{f}^*)^i \quad (10)$$

gdje se matrica efektivne tangentne krutosti \mathbf{K}_τ^* računa u vremenu τ s pomoću:

$$\mathbf{K}_\tau^* = \frac{\mathbf{M}}{\beta \Delta t^2} + \gamma \frac{\mathbf{C}_\tau}{\beta \Delta t} + \mathbf{K}_\tau \quad (11)$$

a vektor efektivnog opterećenja \mathbf{f}^* s pomoću:

$$\mathbf{f}^* = \mathbf{f}_{n+1} - \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^i - \mathbf{R}(\mathbf{u}_{n+1}^i, \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^i) \quad (12)$$

U gornjim izrazima n označava vremenski korak, a i iteracijski korak; Δu je vektor prirasta pomaka. Newmarkov implicitni algoritam iterativnog rješenja problema prikazan je u tablici 1 [12].

Newmarkov eksplicitni algoritam iterativnog rješenja problema može se napisati u obliku:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{n+1} + \mathbf{R}(\bar{\mathbf{u}}_{n+1} + \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1}) = \mathbf{f}_{n+1} \quad (13)$$

Ovaj je algoritam prikazan u tablici 2 [12]. Kod eksplicitnih metoda jednačina dinamičke ravnoteže je zadovoljena u vremenu t_n , a nepoznate varijable se računaju u vremenu $t_{n+1} = t_n + \Delta t$. Osnovna prednost ovih metoda je mali broj i jednostavnost računskih operacija unutar svakog vremenskog koraka. Njihov glavni nedostatak je da nisu bezuvjetno stabilne. S toga se proračunska prednost eksplicitnih metoda često kompenzira činjenicom da su neophodni mali vremenski inkrementi kada su u sustavu prisutni kruti (mali) elementi. Ove metode često nisu efikasne kod uporabe krutih dodirnih elemenata.

Tablica 1 Newmark-ov implicitni algoritam iterativnog rješenja problema

(1)	Za vremenski korak (n+1), staviti iteracijski korak i=1
(2)	<p>Izračunati vektore pretpostavljenih pomaka, brzina i ubrzanja na početku vremenskog koraka s pomoću poznatih vrijednosti iz prethodnog vremenskog koraka:</p> $\mathbf{u}_{n+1}^1 = \bar{\mathbf{u}}_{n+1}$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}^1 = \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1}$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^1 = (\mathbf{u}_{n+1}^1 - \bar{\mathbf{u}}_{n+1}) / (\beta \Delta t^2)$
(3)	<p>Izračunati efektivne rezidualne sile $(\mathbf{f}^*)^i$:</p> $(\mathbf{f}^*)^i = \mathbf{f}_{n+1} - \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^i - \mathbf{R}(\mathbf{u}_{n+1}^i, \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^i)$
(4)	<p>Izračunati matricu efektivne krutosti \mathbf{K}_τ^* (ako je potrebno):</p> $\mathbf{K}_\tau^* = \frac{\mathbf{M}}{\beta \Delta t^2} + \gamma \frac{\mathbf{C}_\tau}{\beta \Delta t} + \mathbf{K}_\tau$
(5)	<p>Izračunati vektor prirasta pomaka $\Delta \mathbf{u}^i$:</p> $\mathbf{K}_\tau^* \Delta \mathbf{u}^i = (\mathbf{f}^*)^i$
(6)	<p>Korigirati pretpostavljene vrijednosti pomaka, brzina i ubrzanja:</p> $\mathbf{u}_{n+1}^{i+1} = \mathbf{u}_{n+1}^i + \Delta \mathbf{u}_{n+1}^i$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1} = (\mathbf{u}_{n+1}^{i+1} - \bar{\mathbf{u}}_{n+1}) / (\beta \Delta t^2)$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1} = \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^i + (\gamma \Delta t) \ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1}$
(7)	<p>Kontrolirati konvergenciju postupka:</p> <p>Ako $\Delta \mathbf{u}^i$ zadovoljava kriterij konvergencije:</p> $\ \Delta \mathbf{u}^i\ / \ \mathbf{u}_{n+1}^{i+1}\ \leq \varepsilon_n$ <p>prelazi se na sljedeći vremenski korak (zamijeni se "n" s "n+1" i ide na korak rješenja (1)). Rješenje u vremenu t_{n+1} je:</p> $\mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{u}_{n+1}^{i+1}$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1} = \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1}$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1} = \ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1}$ <p>Ako kriterij konvergencije nije zadovoljen, iteracijski postupak s korekcijom pomaka, brzina i ubrzanja se nastavlja (zamijeni se "i" s "i+1", te ide na korak rješenja (3)).</p>

Moguća je istovremena uporaba implicitnog i eksplicitnog Newmarkovog algoritma [12]. Naime, područje konstrukcije s krućim elementima efikasno je integrirati s implicitnim, a područje konstrukcije s mekšim elementima s eksplicitnim algoritmom.

Tablica 2 Newmark-ov eksplicitni algoritam iterativnog rješenja problema

(1)	Za vremenski korak (n+1), staviti iteracijski korak i=1
(2)	Izračunati vektore pretpostavljenih pomaka, brzina i ubrzanja na početku vremenskog koraka s pomoću poznatih vrijednosti iz prethodnog vremenskog koraka: $\mathbf{u}_{n+1}^1 = \bar{\mathbf{u}}_{n+1}$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}^1 = \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1}$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^1 = (\mathbf{u}_{n+1}^1 - \bar{\mathbf{u}}_{n+1})/(\beta\Delta t^2)$
(3)	Izračunati efektivne rezidualne sile $(\mathbf{f}^*)^i$: $(\mathbf{f}^*)^i = \mathbf{f}_{n+1} - \mathbf{R}(\mathbf{u}_{n+1}^i, \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^i)$
(4)	Izračunati matricu efektivne krutosti \mathbf{K}^* (ako je potrebno): $\mathbf{K}^* = \frac{\mathbf{M}}{\beta\Delta t^2}$ <p>Napomena: Budući da je matrica masa \mathbf{M} konstantna, matricu efektivne krutosti \mathbf{K}^* dovoljno je izračunati samo jednom na početku postupka rješenja. Također je vidljivo da treba biti $\beta > 0$.</p>
(5)	Izračunati vektor prirasta pomaka $\Delta \mathbf{u}^i$: $\mathbf{K}^* \Delta \mathbf{u}^i = (\mathbf{f}^*)^i$
(6)	Korigirati pretpostavljene vrijednosti pomaka, brzina i ubrzanja: $\mathbf{u}_{n+1}^{i+1} = \mathbf{u}_{n+1}^i + \Delta \mathbf{u}_{n+1}^i$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1} = (\mathbf{u}_{n+1}^{i+1} - \bar{\mathbf{u}}_{n+1})/(\beta\Delta t^2)$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1} = \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^i + (\gamma\Delta t)\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1}$
(7)	Kontrolirati konvergenciju postupka. <p>Kod eksplicitnog postupka s jednokratnom korekcijom rezultata kontrola konvergencije nije potrebna, već se direktno prelazi na sljedeći vremenski korak. Kod višekratne korekcije rezultata, potrebno je kontrolirati konvergenciju postupka kako je to opisano u tablici 1.</p>

2.3. Modeli materijala

Od primarnog je značaja primjena što adekvatnijih modela materijala za što realističniju simulaciju ponašanja zidanih zidova pod statičkim i dinamičkim opterećenjem, odnosno za uključivanje dominantnih nelinearnih efekata ponašanja zidanih konstrukcija. Ovdje su prikazani primijenjeni modeli materijala za pojedine dijelove zidane građevine (armirani beton, ziđe, tlo).

Nelinearnost ponašanja materijala može se razmatrati na makro i mikro razini, pa su s tim povezani i njihovi odgovarajući modeli. Prednost se daje tzv. makromodelima jer su jednostavni i mogu obuhvatiti najvažnije nelinearne efekte ponašanja materijala.

U osnovi, svi se modeli mogu grupirati u one temeljene na mehanici kontinuuma ili u one koji uzimaju u obzir pojavu diskontinuiteta nakon pojave pukotina (modeli temeljeni na mehanici loma ili na diskretnim elementima).

U nastavku su prikazani modeli za simulaciju ponašanja armiranog betona, ziđa i tla.

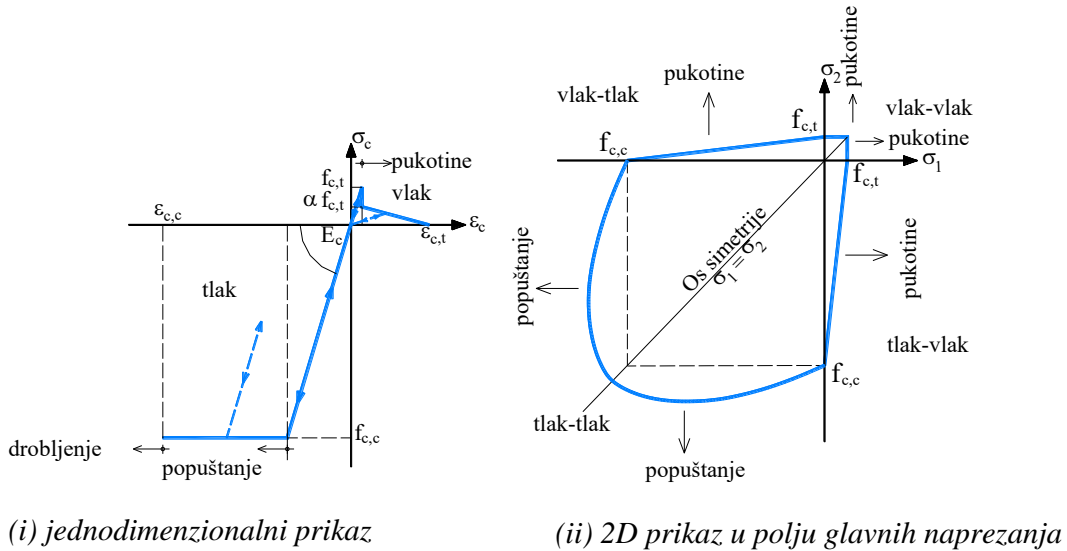
2.3.1. Model ponašanja armiranog betona

Prikazani model se koristi za simulaciju ponašanja dijelova zidane građevine koji su izgrađeni iz betona ili armiranog betona (serklaži, temelji, stupovi, nadvoji, grede i sl.) [12] i ovdje će se samo ukratko opisati.

2.3.1.1. Model ponašanja betona

Grafički prikaz usvojenog modela ponašanja betona u polju glavnih naprezanja prikazan je na slici 5 (ii), a njegov jednodimenzionalni prikaz (analogija s jednoosnim stanjem naprezanja) na slici 5 (i). Usvojen je prilično jednostavan model ponašanja, koji se temelji na osnovnim parametrima betona, za simulaciju problema kod kojih nelinearnosti prvenstveno nastaju zbog pucanja betona u vlak u i popuštanja betona u tlaku. Na slici 5 oznake imaju sljedeće značenje:

- $f_{c,c}$ i $f_{c,t}$ su jednoosna tlačna i jednoosna vlačna računsa čvrstoća betona;
- $\epsilon_{c,c}$ i $\epsilon_{c,t}$ su jednoosna tlačna i jednoosna vlačna lomna računsa deformacija betona;
- E_c je računski modul elastičnosti betona i
- α koeficijent je ≤ 1 .



Slika 5 Grafički prikaz usvojenog modela ponašanja betona

2.3.1.2. Modeliranje betona u dvoosnom tlaku

Pretpostavljeno je da je beton pri malom napreznaju homogen i izotropan, te da je veza napreznaje – deformacija linearno-elastična. Veza prirasta napreznaja $\Delta\sigma_c$ i prirasta deformacije $\Delta\epsilon_c$ dana je s pomoću:

$$\Delta\sigma_c = \mathbf{D}_c \Delta\epsilon_c \tag{14}$$

gdje je \mathbf{D}_c matrica elastičnih konstanti betona. Veza (14) vrijedi u opterećenju i u rasterećenju.

Linearno-elastično ponašanje vrijedi sve dok stanje napreznaja ne zadovolji uvjet popuštanja (plastičnosti). Zbog jednostavnosti i zadovoljavajuće točnosti, primjenjuje se Von Misesov uvjet popuštanja izražen preko komponenti napreznaja:

$$F(\sigma_c) = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2)^{1/2} - f_{c,c} = 0 \tag{15}$$

gdje je $f_{c,c}$ ekvivalentna jednoosna tlačna čvrstoća betona. Nakon što je zadovoljen uvjet popuštanja (15), pretpostavlja se potpuno plastično ponašanje betona.

Uvjet drobljenja betona definiran je u funkciji komponenti deformacija, preko:

$$F_{\varepsilon}(\varepsilon_c) = (\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2 - \varepsilon_x \varepsilon_y + 0.75\gamma_{xy}^2)^{1/2} - \varepsilon_{c,t} = 0 \quad (16)$$

gdje je $\varepsilon_{c,t}$ granična tlačna deformacija dobivena jednoosnim testom. Kod toga se $\varepsilon_{c,t}$ obično uzima između 0.003 i 0.005.

Kad je uvjet drobljenja zadovoljen ($F(\varepsilon_c) \geq 0$), pretpostavlja se da beton nema nikakve krutosti pa su i naprezanja u njemu jednaka nuli. Kod toga treba imati na umu da se u rješenju s pomoću MKE promatra stanje naprezanja u tzv. integracijskim točkama. Ukupna krutost elementa određuje se na osnovu doprinosa svake integracijske točke. Stoga drobljenje betona u nekoj točki elementa ne znači da cijeli element nema nikakvu krutost. Isto tako, slom betona u jednoj ili više integracijskih točaka ne znači ujedno i slom konstrukcije.

2.3.1.3. Modeliranje betona u vlaku

Pretpostavljeno je linearno-elastično ponašanje betona sve dok nije zadovoljen uvjet sloma (pojave pukotina), te ponovno vrijedi izraz (14).

U području vlak-vlak, pretpostavljeno je da se pukotine javljaju u ravnini okomitoj na pravac maksimalnog glavnog vlačnog naprezanja ako ovo naprezanje prekorači jednoosnu vlačnu čvrstoću betona $f_{c,t}$. Dakle, pukotine nastaju kada je:

$$\sigma_1 \geq f_{c,t} \quad \text{i/ili} \quad \sigma_2 \geq f_{c,t} \quad (17)$$

gdje σ_1 i σ_2 predstavljaju glavna vlačna naprezanja. Ukoliko σ_1 i σ_2 prekorače vlačnu čvrstoću betona $f_{c,t}$, pukotine se javljaju istovremeno i međusobno su okomite.

U području vlak-tlak, prema slici 6 (ii), pretpostavljeno je da pukotine nastaju kada je:

$$(f_{c,t} - \sigma_1)/f_{c,t} \geq \sigma_2/f_{c,c} \quad \text{i/ili} \quad \sigma_1 f_{c,c} + \sigma_2 f_{c,t} \leq f_{c,c} f_{c,t} \quad (18)$$

Pretpostavljeno je da se pukotine javljaju u ravnini okomitoj na pravac glavnog vlačnog naprezanja σ_1 (kod čega je $\sigma_1 > \sigma_2$). Ako glavno tlačno naprezanje σ_2 prekorači tlačnu čvrstoću $f_{c,t}$, pretpostavljeno je potpuno plastično ponašanje

betona. Drobljenje betona se javlja ukoliko glavna tlačna deformacija ε_2 prekorači jednoosnu tlačnu deformaciju betona $\varepsilon_{c,c}$

Stanja naprezanja u točkama prije pojave mogućih pukotina prikazana su na slici 6 (i). Glavna naprezanja σ_1 i σ_2 (gdje je $\sigma_1 > \sigma_2$) možemo izračunati prema izrazu:

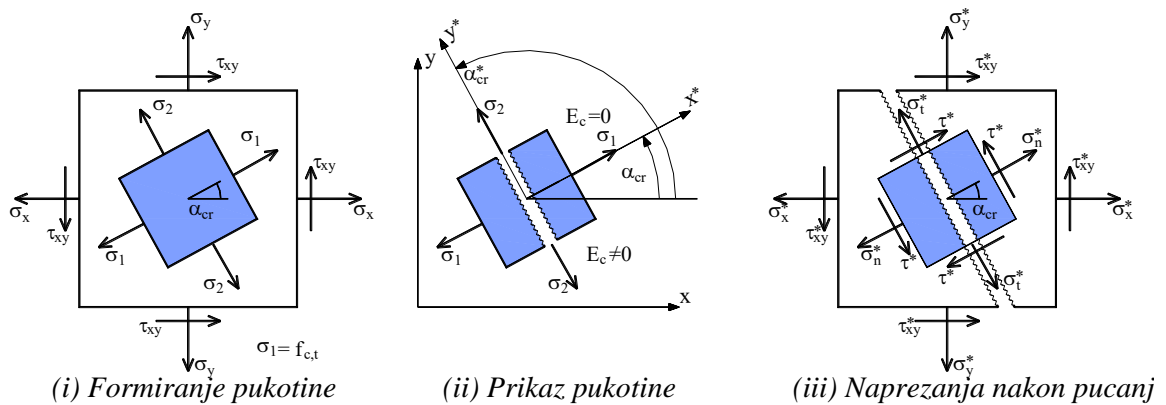
$$\sigma_{1,2} = 0.5(\sigma_x + \sigma_y) \pm \sqrt{0.25(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (19)$$

Pukotina nastaje u ravnini okomitoj na pravac glavnog vlačnog naprezanja σ_1 (slika 6 (ii)), koji je definiran s pomoću:

$$\alpha_{cr} = 0.5 \arctg \left[2\tau_{xy} / (\sigma_x - \sigma_y) \right] \quad (20)$$

Pravac ravnine pukotine definiran je s pomoću:

$$\alpha_{cr}^* = \alpha_{cr} + \pi/2 \quad (21)$$



Slika 6 Model pukotina

U inkrementalno-iteracijskom postupku rješenja, unutar jednog inkrementa (prirasta) opterećenja moguće je otvaranje više pukotina čim su u određenim integracijskim točkama zadovoljeni uvjeti (17), odnosno (18). Kod toga glavna vlačna naprezanja mogu značajno premašiti vlačnu čvrstoću, pa dobiveni broj i nagib pukotina neće odgovarati stvarnosti. Pri tome sve pukotine koje su nastale u prvoj iteraciji promatranog prirasta opterećenja ostaju trajno zabilježene. Očito je da veličina prirasta opterećenja značajno utječe na dobivene rezultate.

Pukotine su modelirane kao raspodijeljene, odnosno "razmazane" (eng. "smeared cracks"). Pristup raspodijeljenih pukotina zanemaruje stvarni diskontinuitet pomaka. Naime, pukotine su uključene na indirektan način pretpostavljajući da beton ostaje kontinuum. S proračunske točke gledanja, ovaj je pristup daleko pogodniji od modela diskretnih pukotina budući da topologija idealizirane konstrukcije ostaje nepromijenjena; lokalni diskontinuitet zbog pucanja modeliran je kao kontinuirani. Naime, ovaj je pristup sukladan pretpostavkama MKE i mehanike kontinuuma. Nedostatak ovog pristupa je taj što nije moguće izračunati relativne pomake zbog pucanja betona, te stvarni položaj i širinu pukotina. Nakon otvaranja pukotine, pretpostavljeno je da njen položaj (kut α_{cr}^*) ostaje nepromijenjen za naredna opterećenja. Na taj način je definiran i položaj ostalih pukotina koje eventualno mogu nastati (leže u okomitim ravnima). Nakon pojave pukotine beton postaje anizotropan, a smjer pukotine određuje glavne smjerove anizotropije. Modelirano je djelomično i potpuno zatvaranje otvorenih pukotina, kao i ponovno otvaranje ranije zatvorenih pukotina. Nakon potpunog zatvaranja pukotine, prijenos tlačnog naprezanja simuliran je kao u slučaju neispucanog (homogenog) betona. Nakon ponovnog otvaranja pukotine, ne računa se s vlačnom krutošću puknutog betona.

Pretpostavljeno ponašanje betona u vlaklu nakon pojave pukotina поближе je opisano kako niže slijedi.

A. Veza naprezanje-deformacija nakon pucanja betona

Nakon pojave pukotine, beton postaje ortotropan. Uvodi se novi zakon ponašanja materijala, definiran u lokalnom koordinatnom sustavu $x^* - y^*$ (slika 6 (ii)). Veza naprezanje-deformacija puknutog betona može se napisati u obliku:

$$\boldsymbol{\sigma}_c^* = \mathbf{D}_c^* \boldsymbol{\varepsilon}_c^* \quad (22)$$

gdje \mathbf{D}_c^* označava matricu "elastičnih" konstanti puknutog betona. Vektori naprezanja $\boldsymbol{\sigma}_c^* = [\sigma_n^*, \sigma_t^*, \tau_{nt}^*]^T$ i deformacija $\boldsymbol{\varepsilon}_c^* = [\varepsilon_n^*, \varepsilon_t^*, \varepsilon_{nt}^*]^T$ imaju komponente u skladu s lokalnim koordinatnim sustavom (slika 6 (iii)).

Vlačno naprežanje okomito na ravninu pukotine σ_n^* je jednako nuli. Međutim, ovo se naprežanje postupno reducira na nulu, a u skladu s usvojenim modelom vlačne krutosti puknutog betona (slika 7). Koeficijent posmika G_c^* u matrici \mathbf{D}_c^* definiran je preko usvojenog modela posmične krutosti puknutog betona (slika 8). Posmično naprežanje u ravnini pukotine τ_{nt}^* definirano je kao:

$$\tau_{nt}^* = G_c^* \gamma_{nt}^* \quad (23)$$

Oblik konstitutivne veze puknutog betona za slučaj ravninskog naprežanja i ravninske deformacije dan je u nastavku.

Za ravninsko stanje naprežanja, veza naprežanje-deformacija za beton koji ima jednu pukotinu u smjeru osi y^* definirana je s pomoću:

$$\begin{bmatrix} \sigma_n^* \\ \sigma_t^* \\ \tau_{nt}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_c & 0 \\ 0 & 0 & G_c^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_n^* \\ \varepsilon_t^* \\ \gamma_{nt}^* \end{bmatrix} \quad (24)$$

U skladu sa stanjem ravninske deformacije, komponenta deformacije okomite na ravninu pukotine definirana je s pomoću:

$$\varepsilon_t^* = -\nu_c (\sigma_n^* + \sigma_t^*) / E_c \quad (25)$$

gdje je ν_c Poisson-ov koeficijent za beton.

U slučaju dviju pukotina, matrica \mathbf{D}_c^* ima oblik:

$$\mathbf{D}_c^* = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & G_c^* \end{bmatrix} \quad (26)$$

Treba napomenuti da je u slučaju neispucanog (homogenog) betona uvjet nastanka pukotina dan sa $\sigma_1, \sigma_2 > f_{c,t}$, dok je u slučaju betona s jednom pukotinom uvjet nastanka druge pukotine definiran sa $\varepsilon_t^* > \varepsilon_{cr}$ (gdje je $\varepsilon_{cr} = f_{c,t} / E_c$).

Za ravninsko stanje deformacije, veza naprezanje-deformacija za beton koji ima jednu pukotinu u smjeru osi y^* dana je s pomoću:

$$\begin{bmatrix} \sigma_n^* \\ \sigma_t^* \\ \tau_{nt}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_c/(1-\nu^2) & 0 \\ 0 & 0 & G_c^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_n^* \\ \varepsilon_t^* \\ \gamma_{nt}^* \end{bmatrix} \quad (27)$$

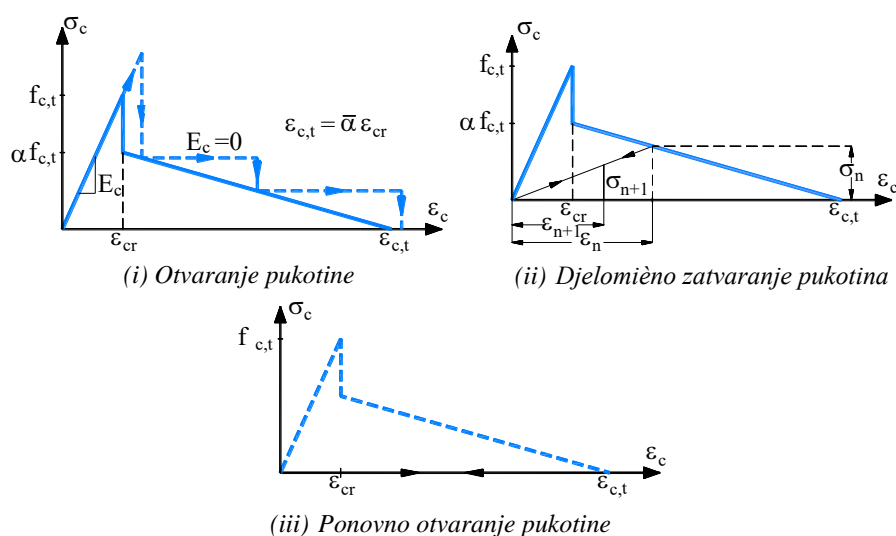
Naprezanje okomito na ravninu pukotine definirano je s pomoću:

$$\sigma_z^* = \nu_c (\sigma_t^* + \sigma_n^*) \quad (28)$$

U slučaju dviju pukotina, matrica \mathbf{D}_c^* je definirana s pomoću (26). U svim se slučajevima posmični modul G_c^* postupno reducira na nulu, sukladno modelu posmične krutosti puknutog betona. Također, vlačno naprezanje okomito na ravninu pukotine se ažurira u skladu s usvojenim modelom vlačne krutosti puknutog betona.

B. Modeliranje vlačne krutosti betona s pukotinama

Utjecaj vlačne krutosti puknutog betona simuliran je postupnim smanjenjem komponente vlačnog naprezanja okomito na ravninu pukotine, sukladno dijagramu naprezanje-deformacija za jednoosno naponsko stanje. Usvojeni dijagram naprezanje-deformacija prikazan je na slici 7.



Slika 7 Veza naprezanje-deformacija za beton nakon pojave pukotine

U trenutku pojave pukotine (slika 7 (i)), čemu odgovara $\sigma_1 = f_{c,t} = E_c \varepsilon_{cr}$, normalno naprezanje okomito na ravninu pukotine je smanjeno na $\sigma_n^* = \alpha f_{c,t}$. Ukoliko deformacija okomito na ravninu pukotine prekorači vrijednost granične deformacije $\varepsilon_{c,t}$, usvojeno je $\sigma_n^* = 0$. Granična se deformacija može izraziti u obliku:

$$\varepsilon_{c,t} = \bar{\alpha} \varepsilon_{cr} \quad (29)$$

gdje je ε_{cr} deformacija kod pojave pukotine, a $\bar{\alpha}$ odabrani koeficijent. U slučaju rasterećenja, veza naprezanje-deformacija prikazana je na slici 7 (ii). Nakon potpunog zatvaranja pukotine, mogućnost prijenosa tlačnog naprezanja preko ravnine pukotine modelirana je kao i u slučaju homogenog betona. Nakon ponovnog otvaranja pukotine (slika 7 (iii)), nije računato s nikakvom vlačnom krutošću ispucanog betona, tj. $\sigma_n^* = 0$. Nakon ponovnog potpunog zatvaranja pukotine, opet je omogućen prijenos tlačnog naprezanja.

U numeričkim su analizama korištene različite vrijednosti koeficijenta $\bar{\alpha}$. Budući da ne postoje putovi njegovog točnog definiranja, ostaje jedina mogućnost da se $\bar{\alpha}$ odredi na osnovu testova ili iskustva. Čini se da odabrana veća vrijednost $\bar{\alpha}$ adekvatnije simulira konstrukcije koje su pretežno opterećene na savijanje, a manja vrijednost $\bar{\alpha}$ konstrukcije pretežno opterećene na posmik. Preporuča se da se za $\bar{\alpha}$ odabere vrijednost [16]:

$$\bar{\alpha} = 5-15 \quad \text{za pojavu pukotina zbog savijanja} \quad (30)$$

$$\bar{\alpha} = 15-25 \quad \text{za pojavu pukotina zbog posmika}$$

C. Modeliranje posmične krutosti betona s pukotinama

U modelu raspodijeljenih pukotina, posmična krutost puknutog betona najčešće je modelirana redukcijom vrijednosti modula posmika. Takav je pristup i ovdje korišten. Pretpostavljeno je da je modul posmika puknutog betona G_c^* linearno zavisano od veličine vlačne deformacije okomito na ravninu pukotine. Naime, G_c^* je definiran s pomoću:

$$G_c^* = \bar{\beta} G_c \quad (31)$$

gdje je G_c modul posmika homogenog betona, a $\bar{\beta}$ koeficijent prikazan na slici 8, odnosno definiran s pomoću:

$$\bar{\beta} = 1 - \varepsilon_n^* / \varepsilon_{c,p} \quad \text{za } \varepsilon_n^* \leq \varepsilon_{c,p} \quad (32)$$

$$\bar{\beta} = 0 \quad \text{za } \varepsilon_n^* > \varepsilon_{c,p}$$

U gornjim izrazima, ε_n^* je tekuća vrijednost deformacije okomito na ravninu pukotine, a $\varepsilon_{c,p}$ granična vrijednost deformacije iznad koje nema posmičnog prijenosa u ravnini pukotine. Ova fiktivna deformacija odgovara širini pukotine kod koje nema zahvaćanja agregata u posmiku i trenja između ravnina pukotine, te utjecaja zaklinjenja armature. Ova se deformacija može napisati u obliku:

$$\varepsilon_{c,p} = \bar{\gamma} \varepsilon_{cr} \quad (33)$$

gdje je $\bar{\gamma}$ empirijski koeficijent, čija vrijednost uglavnom zavisi od tipa sloma.

Ukoliko slom konstrukcije nastaje zbog posmika, numerički rezultati će bitno zavisiti od veličine $\varepsilon_{c,p}$. U tom slučaju se predlaže da se za $\bar{\gamma}$ usvoji vrijednost [16]:

$$\bar{\gamma} = 10-15 \quad (34)$$

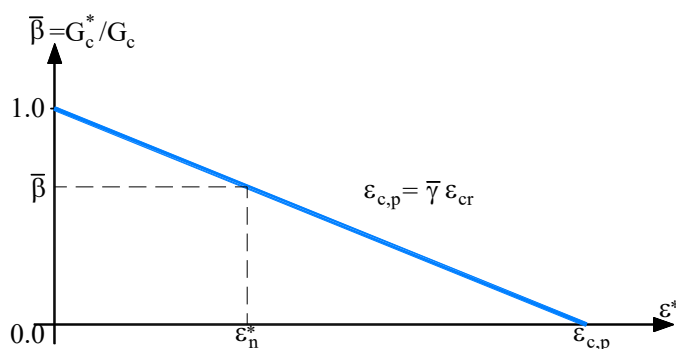
što daje manju vrijednost granične deformacije $\varepsilon_{c,p}$ od one najčešće korištene u literaturi $\varepsilon_{c,p} = 0.001 - 0.0025$.

Za konstrukcije kod kojih slom nastaje zbog savijanja, numerički rezultati su manje osjetljivi o veličini $\varepsilon_{c,p}$. U tom se slučaju preporuča vrijednost $\varepsilon_{c,p} = 0.004$, čemu odgovara:

$$\bar{\gamma} = 20-35 \quad (35)$$

Treba naglasiti da izrazi (34) i (35) za određivanje granične vlačne deformacije $\varepsilon_{c,p}$ nemaju izravnu eksperimentalnu ni teorijsku podlogu, već su određeni na temelju numeričke simulacije rezultata nekih eksperimenata, pa kod njihove primjene treba biti obazriv.

Kod rasterećenja i ponovnog opterećenja, pretpostavljena je ista veza modula posmika i vlačne deformacije okomito na ravninu pukotine (slika 8). Ovo podrazumijeva idealno zatvaranje pukotine.

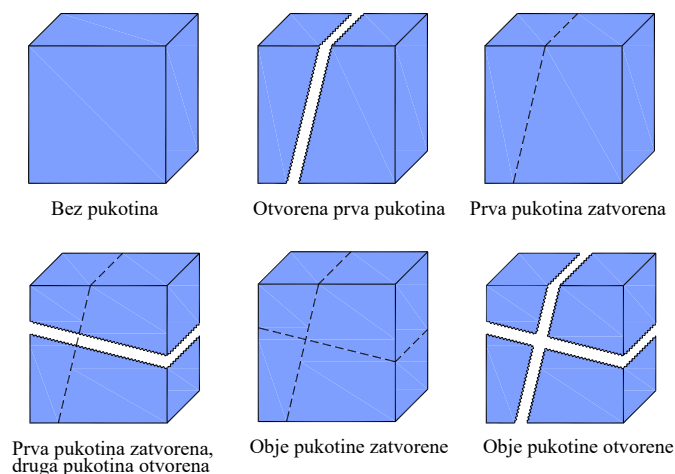


Slika 8 Model posmične krutosti betona s pukotinama

U slučaju betona s dvije pukotine, modul posmika puknutog betona G_c^* određuje se na isti način, kod čega se između tekućih deformacija ε_n^* i ε_t^* (okomitih na ravninu pukotine) uzima ona koja ima veću vrijednost.

D. Zatvaranje pukotina

U prikazanom je modelu simulirano zatvaranje i ponovno otvaranje pukotina. Shematski prikaz mogućih stanja pukotina prikazan je na slici 9.



Slika 9 Moguća stanja pukotina u betonu

Za određivanje stanja pukotine, promatrana je deformacija okomito na ravninu pukotine. Usvojeno je da je pukotina potpuno zatvorena ako je:

$$\varepsilon_n^* < 0 \text{ i/ili } \varepsilon_t^* < 0 \quad (36)$$

Ako je tekuća deformacija okomito na ravninu pukotine smanjena, ali je još uvijek pozitivna, pretpostavljeno je djelomično zatvaranje pukotine. Ovaj slučaj se javlja kada je tekuća deformacija ε_{n+1} (u $n+1$ prirastu opterećenja) manja od prethodne deformacije ε_n (slika 6 (ii)). Tekuće vlačno naprezanje okomito na ravninu pukotine σ_{n+1} izračunava se s pomoću:

$$\sigma_{n+1} = \sigma_n \varepsilon_n / \varepsilon_{n+1} \quad (37)$$

Ponovno otvaranje prethodno zatvorene pukotine kontrolirano je također praćenjem vlačne deformacije okomito na ravninu pukotine. Ukoliko dolazi do ponovnog otvaranja pukotine, tj. ako je:

$$\varepsilon_n^* > 0 \text{ i/ili } \varepsilon_t^* > 0 \quad (38)$$

ne računa se s nikakvom vlačnom krutošću betona, dok je omogućen prijenos posmičnog naprezanja.

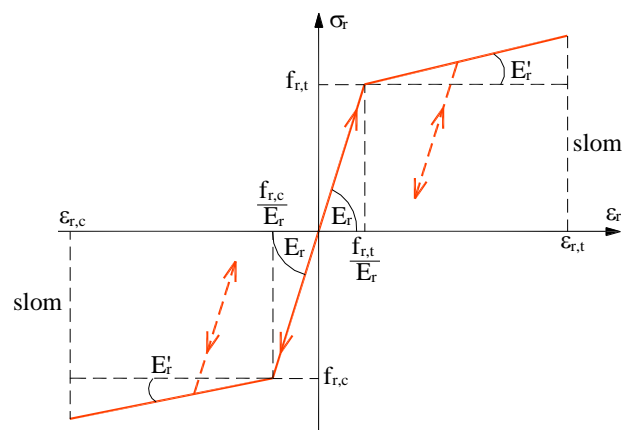
2.3.2. Model ponašanja armature

Armatura se simulira zasebnim štapnim elementima u okviru osnovnog elementa betona (slika 4 (i)). Matrica krutosti cijelog elementa dobiva se zbrajanjem doprinosa krutosti svih šipki armature i krutosti osnovnog betonskog elementa.

Usvojena veza naprezanje-deformacija za betonski čelik prikazana je na slici 10. Na njoj su:

- $f_{r,c}$ i $f_{r,t}$ jednoosna tlačna i jednoosna vlačna čvrstoća čelika,
- $\varepsilon_{r,c}$ i $\varepsilon_{r,t}$ jednoosna tlačna i jednoosna vlačna računski lomna deformacija čelika te
- E_r i E'_r računski moduli elastičnosti armature.

Dakle, usvojena je klasična bi-linearna veza, s linearnim ponašanjem u rasterećenju.



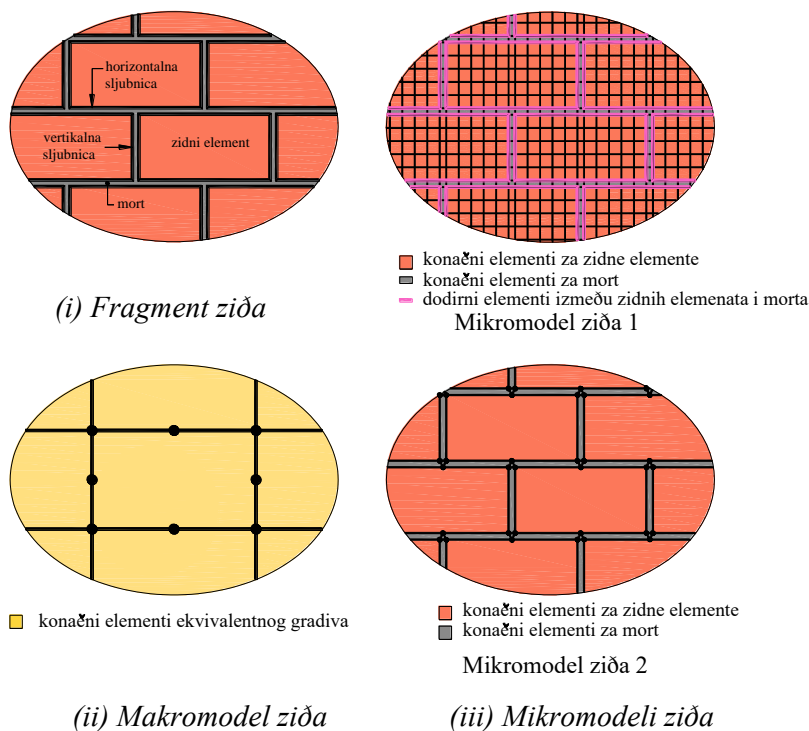
Slika 10 Veza naprezanje-deformacija za betonski čelik (armaturu)

2.3.3. Modeli ponašanja zida

U cilju što adekvatnijeg simuliranja zida, korisno je još jednom napomenuti da je ono, na makrorazini različitih fizikalno-mehaničkih svojstava, nehomogeno i anizotropno. Zidni elementi u pravilu imaju različite čvrstoće i krutosti u vertikalnom i horizontalnom smjeru. Mort često ima bitno različita svojstva u odnosu na zidne elemente. Horizontalne sljubnice često nisu ravnomjerno i potpuno ispunjene mortom, dok su vertikalne sljubnice obično samo djelomično ispunjene mortom ili su kod manje važnih gradnji čak i "prazne". Osim kvalitete morta u sljubnici, važna je kvaliteta veze (prionjivost) morta i zidnog elementa. Kvaliteta izvedbe obično nije

podjednaka na čitavoj plohi zida. Stoga i kvaliteta ziđa, koji uključuje sve svoje sastavne dijelove, njihove spojeve (sljubnice) i različita gradiva, nije ujednačena.

U okviru statičkih i dinamičkih analiza zidanih konstrukcija, najčešće se koriste dva globalna numerička modela ziđa: makromodel i mikromodel (slika 11).



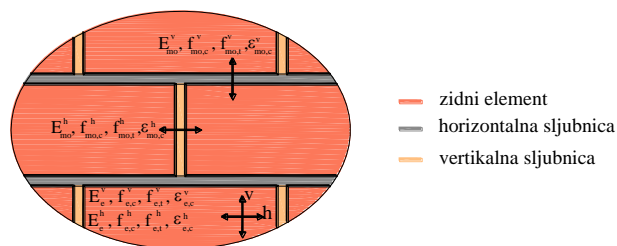
Slika 11 Neki modeli ziđa

- (i) Makromodel ziđa (slika 11 (ii)) – kod kojeg se složena struktura, kvaliteta i izvedba ziđa od različitih gradiva na makro (globalnoj) razini aproksimira reprezentativnim (zamjenjujućim) gradivom, takvih fizikalno-mehaničkih svojstava da što bolje opiše graničnu nosivost, sigurnost, deformabilnost i oštećenja stvarnog složenog ziđa. Takvim se pristupom omogućavaju veći konačni elementi (grublja diskretizacija) i smanjuje broj nepoznanica u sustavu, odnosno značajno ubrzava proračun konstrukcije.
- (ii) Mikromodel ziđa (slika 11 (iii)) – kod kojeg se prostorna diskretizacija ziđa obavlja na razini zidnog elementa i morta (sljubnice), ili kod nekih drugih analiza simulira se spoj morta i zidnog elementa dodirnim elementima. Moguće je koristiti različite mikromodele ziđa, različite preciznosti, složenosti i trajanja analize. U odnosu na makromodel ziđa, mikromodeli ziđa daju preciznije rezultate i precizniju lokaciju pojave popuštanja i oštećenja u ziđu,

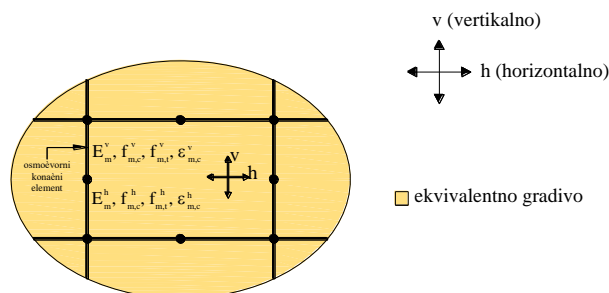
ali uz znatno složenije i dugotrajnije proračune. Kako obično nisu poznata stvarna svojstva morta te spoja morta i zidnih blokova na čitavoj površini konstrukcije, a osobito zbog realne prostorne veličine problema i dugotrajne vremenske analize, mikromodeli zida se rjeđe primjenjuju. Oni se koriste uglavnom za manje prostorne probleme, te za simulaciju statičkih i dinamičkih eksperimentalnih ispitivanja zidova.

2.3.3.1. Makromodel zida

Kao što je prethodno navedeno, makromodel zida je pojednostavljeni model. U ovom modelu posebnu pažnju treba posvetiti definiranju adekvatnih fizikalno-mehaničkih parametara zamjenjujućeg idealiziranog gradiva zida, koje reprezentira svojstva zidnih blokova, morta u horizontalnim i vertikalnim sljubnicama, te karakteristike spoja između morta i zidnih elemenata. Predloženi model uključuje anizotropna svojstva zida, s različitim vrijednostima modula elastičnosti E_m , čvrstoća (tlačna $f_{m,c}$, vlačna $f_{m,t}$, posmična $f_{m,p}$) i lomnih deformacija (tlačna $\varepsilon_{m,c}$, vlačna $\varepsilon_{m,t}$) za horizontalni (h) i vertikalni (v) smjer (slika 12). Naime, pretpostavljaju se problemi kod kojih su glavni smjerovi anizotropije horizontalni i vertikalni, u što spada najveći broj realnog zida. Prethodno navedeni parametri za zamjenjujuće gradivo određuju se na temelju analize odgovarajućih parametara zidnih elemenata, morta te veze morta i zidnih elemenata.



(i) Fragment realnog zida s parametrima za zidne elemente i mort



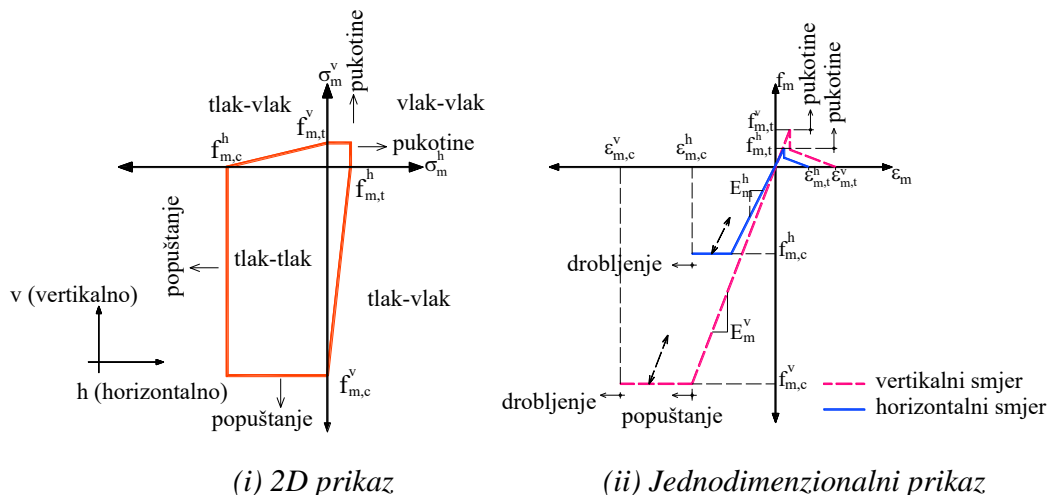
(ii) Makromodel zida s parametrima ekvivalentnog gradiva

Slika 12 Grafički prikaz anizotropnog makromodela zida

A. Modeliranje ponašanja zida u tlaku i vlaku

Grafički prikaz usvojenog ortotropnog modela ponašanja idealiziranog zida u tlaku i vlaku dan je na slici 13, na kojoj oznake imaju sljedeće značenje:

- σ_m^h i σ_m^v su normalna naprežanja zida u horizontalnom i vertikalnom smjeru;
- $f_{m,c}^h$ i $f_{m,c}^v$ su računski tlačna čvrstoća zida u horizontalnom i vertikalnom smjeru;
- $f_{m,t}^h$ i $f_{m,t}^v$ su računski vlačna čvrstoća zida u horizontalnom i vertikalnom smjeru;
- E_m^h i E_m^v su moduli elastičnosti zida u horizontalnom i vertikalnom smjeru;
- $\varepsilon_{m,c}^h$ i $\varepsilon_{m,c}^v$ su granične tlačne deformacije zida u horizontalnom i vertikalnom smjeru.



Slika 13 Grafički prikaz ortotropnog modela ponašanja idealiziranog ziđa

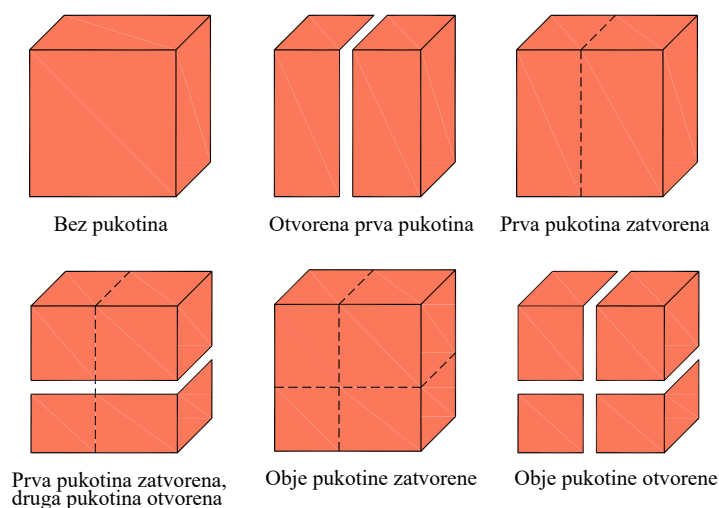
Kao što je vidljivo sa slike 13, zanemaren je utjecaj dvoosnog stanja naprezanja na graničnu tlačnu nosivost ziđa, što je na strani veće sigurnosti. Dakle, osnovni parametri ziđa su njegova tlačna i vlačna čvrstoća, modul elastičnosti, te granične tlačne deformacije u horizontalnom i vertikalnom smjeru. U realnim konstrukcijama, temeljni parametri ziđa u vertikalnom smjeru imaju veće vrijednosti nego u horizontalnom smjeru.

Za referentnu računsku vrijednost tlačne čvrstoće ziđa u vertikalnom i horizontalnom smjeru uzima se manja vrijednost od pojedinačnih čvrstoća zidnog elementa ili morta u tim smjerovima. Za referentnu računsku vrijednost vlačne čvrstoće ziđa u vertikalnom i horizontalnom smjeru uzima se čvrstoća prionjivosti između morta i zidnog elementa u vertikalnoj i horizontalnoj sljubnici. Referentni modul elastičnosti ziđa u vertikalnom i horizontalnom smjeru dobiva se na temelju modula elastičnosti zidnih blokova i sljubnica u tim smjerovima, uzimajući u obzir dimenzije blokova i sljubnica u ravnini zida u tim smjerovima.

Ponašanje ziđa u vlaklu nakon pojave pukotina modelira se kao u betonu (slika 6). Moguće je uključiti i doprinos vlačne krutosti puknutog ziđa. Vrijednost parametra $\bar{\alpha}$ za ziđe, kojim se određuje maksimalna vlačna deformacija okomito na sljubnicu iznad koje nema vlačne krutosti ziđa, potrebno je utvrditi eksperimentalno.

Ponovo se naglašava da su čvrstoća i krutost zida u vertikalnom smjeru redovito znatno veće od istih u horizontalnom smjeru. Na sreću, realna vertikalna normalna naprezanja u zidu su redovito značajno veća od horizontalnih.

Modeliranje otvaranja i zatvaranja pukotina u zidu analogno je onome u betonu, samo što su pukotine u zidu prema usvojenoj pretpostavci horizontalne i/ili vertikalne (slika 14). Pukotine se mogu djelomično otvarati i zatvarati (analogno slici 6). Preko zatvorene pukotine tlak se prenosi kao i kod homogenog zida. Nakon ponovnog otvaranja prethodno potpuno zatvorene pukotine, ne računa se s nikakvom krutošću zida. Nakon pojave tečenja u tlaku i nakon pojave pukotina, uzima se da zide nema krutost.



Slika 14 Moguća stanja pukotina u zidu

1. Modeliranje zida u područje tlak-tlak ($\sigma_m^v < 0, \sigma_m^h < 0$)

(i) Ako je $\sigma_m^v \geq f_{c,m}^v, \sigma_m^h \geq f_{c,m}^h \rightarrow$ elastično ponašanje. Ova naprezanja su konačna. Nema modifikacije krutosti (E_m^v, E_m^h).

(ii) Ako je $\sigma_m^v < -f_{c,m}^v \rightarrow$ tečenje u smjeru (v)

- ako je $\varepsilon_m^v \geq \varepsilon_{c,m}^v$ nema sloma $\sigma_m^v = -f_{c,m}^v$

- ako je $\varepsilon_m^v < \varepsilon_{c,m}^v$ slom zida ($\sigma_m^v = 0, E_m^v = 0$)

- (iii) Ako je $\sigma_m^h < -f_{c,m}^h$ → tečenje u smjeru (h)
- ako je $\varepsilon_m^v \geq \varepsilon_{c,m}^v$ nema sloma $\sigma_m^v = -f_{c,m}^v$
 - ako je $\varepsilon_m^h \geq \varepsilon_{c,m}^h$ nema sloma $\sigma_m^h = -f_{c,m}^h$
 - ako je $\varepsilon_m^h < \varepsilon_{c,m}^h$ slom ziđa ($\sigma_m^h = 0, E = 0$)

2. Modeliranje ziđa u području vlak-vlak ($\sigma_m^v > 0, \sigma_m^h > 0$)

- (i) Ako je $\sigma_m^v \leq f_{t,m}^v, \sigma_m^h \leq f_{t,m}^h$ → elastično ponašanje.

Ova naprezanja su konačna. Nema modifikacije krutosti (E_m^v, E_m^h).

- (ii) Ako je $\sigma_m^v > f_{t,m}^v$ → pojava pukotina, modifikacija vlačne krutosti. Sve analogno onome za izotropni beton (uključujući otvaranje i zatvaranje pukotina) za $\varepsilon_m^v \geq \varepsilon_{t,m}^v \rightarrow \sigma_m^v = 0, E_m^v = 0$

- (iii) Ako je $\sigma_m^h > -f_{t,m}^h$ → analogno točki (ii)

3. Modeliranje ziđa u područje tlak-vlak ($\sigma_m^v < 0, \sigma_m^h \geq 0$)

Sve analogno točkama 1 i 2.

B. Modeliranje posmičnog sloma ziđa

Osim preko vlaka (pukotine) i/ili preko tlaka (drobljenje), slom ziđa može biti i preko posmika u horizontalnoj ravnini (horizontalnoj sljubnici). Posmični slom u vertikalnoj sljubnici nije modeliran. Kriterij sloma ziđa na posmik u horizontalnoj ravnini definiran je prema slici 15, odnosno kao:

$$\tau_{xy} \leq \tau_m^h \quad (39)$$

gdje je τ_{xy} računsko posmično naprezanje iz numeričkog proračuna, a τ_m^h računska posmična nosivost zida u horizontalnoj sljubnici definirana sa (tlačno naprezanje ima negativan predznak):

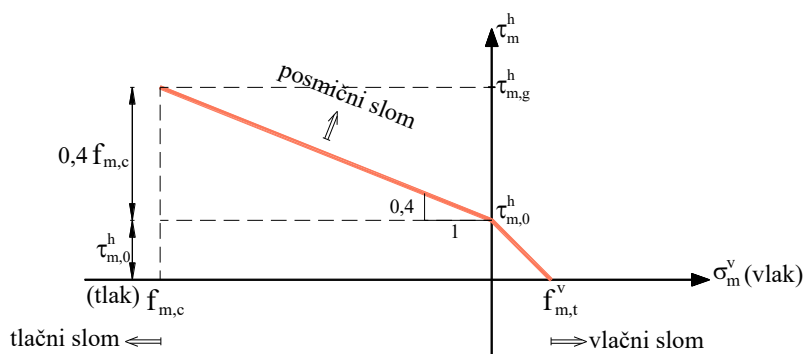
$$(i) \quad \sigma_v \leq 0 \quad (\text{tlak})$$

$$\tau_m^h = \tau_{m,0}^h - 0,4\sigma_m^v \quad (40)$$

$$\tau_{m,g}^h = \tau_{m,0}^h - 0,4f_{m,c}^t$$

$$(ii) \quad \sigma_v > 0 \quad (\text{vlak})$$

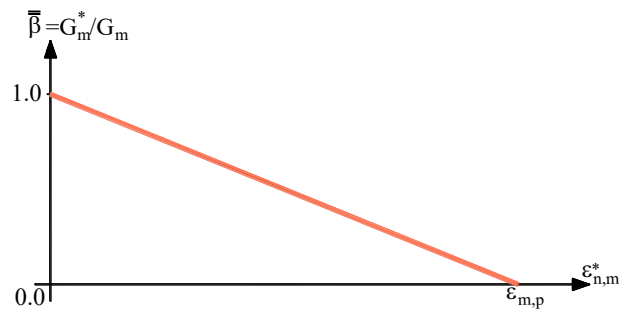
$$\tau_m^h = \tau_{m,0}^h \left(1 - \frac{\sigma_m^v}{f_{m,t}^v} \right) \geq 0 \quad (41)$$



Slika 15 Grafički prikaz posmične nosivosti zida u horizontalnoj ravnini

U prethodnim izrazima $\tau_{m,0}^h$ označava računsku nosivost zida u horizontalnoj sljubnici za slučaj čistog posmika (bez normalnih tlačnih naprezanja poprečno na sljubnicu), a σ_m^v vertikalno naprezanje. Prema [1], zide koje je u vlaku ne može nositi posmična naprezanja u ravnini vlaka. Ako se rabi takav pristup, u predloženom modelu u području vlaka treba uzeti $f_{m,t}^v = 0$.

Posmična krutost ispucalog zida simulirana je slično kao posmična krutost ispucalog betona. Naime, uz pretpostavku da nakon pojave pukotina zide ostaje kontinuum, reducira se početni modul posmika zida G_m sukladno veličini vlačne deformacije okomito na ravninu pukotine $\varepsilon_{n,m}^*$ prema slici 16.



Slika 16 Grafički prikaz simuliranja posmične krutosti žiđa s pukotinama

$$G_m^* = \bar{\beta} G_m \quad (42)$$

gdje je G_m^* modul posmika žiđa koje ima pukotine, a $\bar{\beta}$ koeficijent definiran sa:

$$\bar{\beta} = 1 - \frac{\epsilon_{n,m}^*}{\epsilon_{m,p}} \quad \text{za} \quad \epsilon_{n,m}^* \leq \epsilon_{m,p} \quad (43)$$

$$\bar{\beta} = 0 \quad \text{za} \quad \epsilon_{n,m}^* > \epsilon_{m,p}$$

kod čega je $\epsilon_{m,p}$ granična deformacija okomito na ravninu pukotine kod koje nema prijenosa posmika. Ona se može napisati u obliku:

$$\epsilon_{m,p} = \bar{\gamma} / \epsilon_{mr} \quad (44)$$

Koeficijent $\bar{\gamma}$ treba eksperimentalno utvrditi za različite vrste žiđa i uvjete opterećenja. U slučaju posmičnog sloma žiđa u određenoj integracijskoj točki, tj. kada je $\tau_{x,y} > \tau_{m,g}^h$, uzima se $G_m = 0$.

2.3.3.2. Mikromodel zida

Primjenom mikromodela zida može se preciznije i pouzdanije modelirati stvarno ponašanje zida nego primjenom makromodela, a osobito "pojasniti" slika ponašanja zida na mikro razini. Moguća je uporaba različitih mikromodela (vidjeti primjerice sliku 11), s različitim razinama točnosti i pouzdanosti, ali i s različitim trajanjem i složenosti analize. Poznato je da se finijom diskretizacijom, odnosno s povećanim brojem nepoznanica, a osobito pri primjeni nelinearnog modela materijala i geometrije te kod dinamičkih analiza, produljenje trajanja analize.

Ako se želi precizan proračun, s opisom ponašanja zida na mikrorazini, moguća je primjerice primjena *Mikromodela zida 1* na slici 11. Naime, u tom su modelu zidni elementi i sljubnice (mort) diskretizirani 8-čvornim elementima, dok su na spoju morta i zidnih elemenata uzeti tanki 6-čvorni dodirni elementi. Svi elementi imaju takve modele materijala, koji su prethodno opisani, da mogu dobro opisati stvarno ponašanje svih gradiva i spojnih ploha u tlaku, vlaku i posmiku. Kod toga je moguća simulacija ortotropnih svojstava zidnih blokova i morta (sljubnica) u horizontalnom i vertikalnom smjeru.

U *Mikromodelu zida 2* na slici 11, zidni elementi su diskretizirani 8-čvornim elementima, a vertikalne i horizontalne sljubnice sa 6-čvornim dodirnim elementima debljine koja odgovara stvarnoj debljini sljubnica. Mogući su i drugačiji mikromodeli, tj. drugačije diskretizacije zida.

2.3.4. Model za simulaciju kontakta

2.3.4.1. 2D kontaktni elementi

2D kontaktni (dodirni) elementi prenose normalno naprezanje σ_n na kontaktu prema slici 17, što omogućava simulaciju klizanja, odvajanja i utiskivanja na kontaktu između temelja i tla, ili između morta (sljubnice) i zidnog elementa. Moguće je zadati različite oblike veze $\sigma_n - \varepsilon_n$, gdje je σ_n naprezanje i ε_n deformacija okomito na spojnu plohu. Treba odabrati takav dijagram naprezanje-deformacija koji će najbolje opisati stvarno ponašanje na kontaktu.

U tlačnom području:

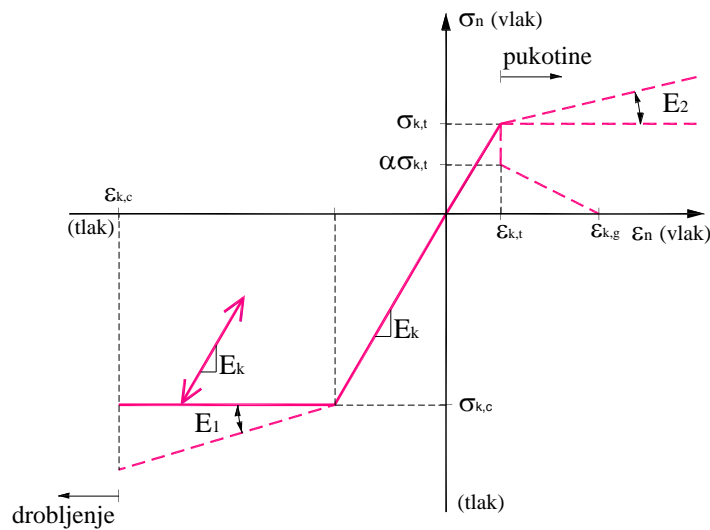
- $\sigma_{k,c}$ je računski tlačna čvrstoća na kontaktu kod koje dolazi do popuštanja,
- $\varepsilon_{k,c}$ granična tlačna deformacija kod sloma,
- E_k modul elastičnosti okomito na spojnu plohu i
- E_1 , modul elastičnosti za ponašanje s ojačanjem.

U vlačnom području:

- $\sigma_{k,t}$ je računski vlačna čvrstoća iznad koje nastaju pukotine,
- E_2 modul elastičnosti za ponašanje s ojačanjem,
- $\varepsilon_{k,t}$ vlačna deformacija okomito na spojnu plohu kod pojave pukotine i
- $\varepsilon_{k,g}$ maksimalna vlačna deformacija okomito na spojnu plohu iznad koje nema nikakve vlačne krutosti za odabrano gradivo.

Model vlačne krutosti i ostale karakteristike dijagrama na slici 17 slični su onima za beton, s dopunskim mogućnostima modeliranja u tlaku i vlaku (elasto-plastično ponašanje i ojačanje).

Ovisno o svojstvima kontakta (beton-tlo ili mort-zidni element), odabire se takav oblik dijagrama na slici 17, s odgovarajućim parametrima gradiva, koji će najrealističnije opisati stvarno ponašanje na kontaktu. Kod toga se za parametre materijala dodirnih elemenata uzimaju niže vrijednosti od odgovarajućih parametara susjednih gradiva na kontaktu, odnosno prionjivost na dodirnoj plohi za vlačno područje dijagrama.



Slika 17 Modeliranje prijenosa normalnog naprezanja 2D dodirnog elementa

2D dodirni element prenosi posmik na spojnoj plohi, tj. omogućava simulaciju klizanja i posmičnog sloma spoja. Grafički prikaz posmične nosivosti na spoju dan je na slici 18. Modeliranje posmičnog sloma slično je onome kod ziđa, tj.:

$$\tau_s \leq \tau_k \quad (45)$$

gdje je τ_s posmično naprezanje u dodirnom elementu i τ_k računaska posmična čvrstoća u smjeru kontakta, definirana sa:

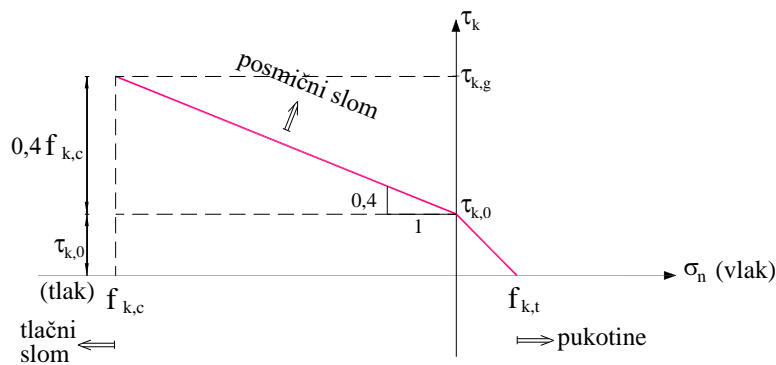
(i) u tlaku ($\sigma_n \leq 0$)

$$\tau_k = \tau_{k,0} + 0.4\sigma_n \leq \tau_{k,0} + 0.4f_{k,c} \quad (46)$$

(ii) u vlaklu ($\sigma_n > 0$)

$$\tau_k = \tau_{k,0} \left(1 - \frac{f_{k,t}}{\tau_{k,0}} \right) \geq 0 \quad (47)$$

gdje $\tau_{k,0}$ označava računsku posmičnu čvrstoću spoja izloženog čistom posmiku (bez tlaka), a σ_n je normalno naprezanje na spojnoj plohi. Prema [1], ziđe koje ima vlačna naprezanja okomito na spojnu plohu ne može preuzeti posmik u toj ravnini.



Slika 18 Grafički prikaz posmične nosivosti 2D dodirnog elementa

Posmična krutost dodirnog elementa koji ima pukotine simulira se na sličan način kao kod betona i ziđa. Naime, modul posmika dodirnog elementa koji ima pukotine G_k^* uzima se tako da se početni modul posmika G_k pomnoži s koeficijentom $\bar{\beta}$ (≤ 1), koji se određuje na analogan način kao za ziđe i beton:

$$G_k^* = \bar{\beta} G_k \quad (48)$$

2.3.4.2. 1D kontaktni elementi

1D kontaktni (dodirni) elementi služe za simulaciju armaturnih šipki koje prolaze kroz 2D dodirne elemente. Oni, kao i svaka šipka, prenose normalna i posmična naprezanja.

Normalna naprezanja u smjeru elementa (šipke) prenose se sukladno usvojenom dijagramu naprezanje-deformacija za čelik. U tom kontekstu, može se primjerice koristiti dijagram prema slika 17, ili je moguće u računalnom programu zadati bilo koji poligonalni oblik veze naprezanje-deformacija. Kada je "linija" na dijagramu $\sigma-\varepsilon$ silazna ili su prekoračene lomne deformacije, uzima se modul elastičnosti čelika $E_a=0$.

Posmična naprezanja koja šipka ("moždanik") može preuzeti, definirana su površinom šipke A_a i modulom posmika šipke G_a . Nije modeliran posmični slom 1D elementa, već samo tlačni i vlačni slom. Uzima se da je $G_a=0$ kada je i $E_a=0$.

2.3.5. Model ponašanja tla

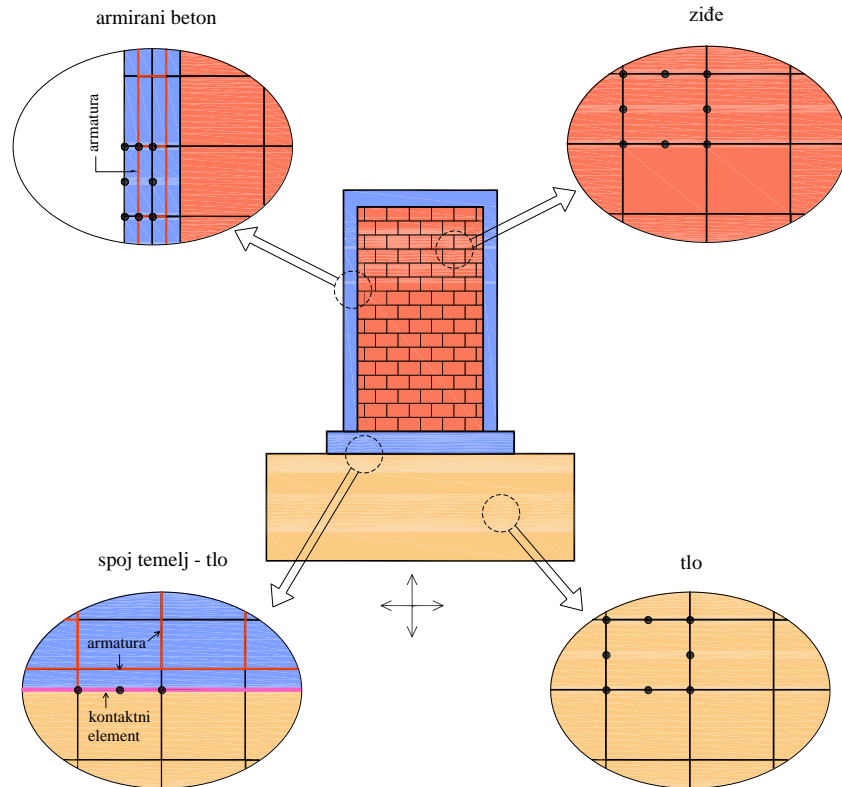
Za modeliranje ponašanja tla se koristi model ponašanja betona opisan u točki 2.3.1. ili makro model ponašanja zida opisan u točki 2.3.3. Koji je model ponašanja pouzdaniji, ovisi o karakteristikama tla. Naime, tla mogu biti iz nekoherentnih materijala, koherentnih materijala, stjenovita i sl. Kod toga je važno ispravno definirati parametre modela na temelju raspoloživih parametara tla. Prikazani modeli mogu simulirati ponašanje tla u tlaku, pojavu i razvoj pukotina u tlu u vlaknu, anizotropna svojstva tla i niz drugih nelinearnih efekata prema točki 2.3.1. i 2.3.3.

2.4. *Neke napomene kod modeliranja realnih zidanih konstrukcija*

Kao što je već navedeno, prikazani model je namijenjen za statičku i dinamičku analizu zidanih konstrukcija koje se mogu dovoljno precizno simulirati ravninskim modelom.

Primjer diskretizacije nekog izdvojenog zida prikazan je na slici 19. Kao što je prethodno navedeno, moguće je simulirati svaku šipku armature, utjecaj tla i interakciju zida i tla.

U slučaju simulacije svih zidova zgrade jednog smjera ravninskim modelom (proračun zgrade u dva odvojena smjera), zidovi su međusobno povezani u razini međukatne konstrukcije koja osigurava zajednički translatorni pomak svih zidova na razini pojedine etaže. U slučaju veze pojedinog zida sa zidom drugog smjera, utjecaj zida drugog smjera modelira se s odgovarajućom širinom ravninskih elemenata na mjestu spoja, te odgovarajućim svojstvima gradiva i opterećenjima.



Slika 19 Primjer diskretizacije nekog zida

Kod statičkih analiza, konstrukcija se može proračunavati za svaku razinu opterećenja, od uporabnih do slomnih. Dakle, moguće je utvrditi graničnu nosivost (sigurnost) i oštećenja konstrukcije do sloma. Kod dinamičkih analiza, zidana konstrukcija može biti opterećena dinamičkim opterećenjem vjetra (slika 3 (i)) ili potresom (slika 3 (ii)). Izlazni rezultati proračuna su pomaci sustava, naprezanja u svim gradivima, stanje pukotina i popuštanja u tlačnim područjima konstrukcije. Ako se u statičkim i pogotovo dinamičkim analizama uključuje i temeljno tlo, potrebno je isto adekvatno simulirati s odgovarajućom širinom elemenata po dubini, gabaritima "poluprostora" tla i rubnim uvjetima.

3. NUMERIČKA ANALIZA UTJECAJA ANIZOTROPIJE ZIDA NA NOSIVOST ZIDANIH ZIDOVA

3.1. Uvod

Za ponašanje zidanih zidova pod statičkim i napose pod dinamičkim (potresnim) opterećenjem može se reći da je izuzetno složeno. Nosivost i deformabilnost zidanih zidova izloženih statičkom i osobito dinamičkom (potresnom) opterećenju ovisi o brojnim parametrima. U ovom poglavlju prikazani su rezultati provedene numeričke analize nearmiranih i omeđenih zidanih zidova u uvjetima statičkog i dinamičkog (potresnog) opterećenja, u kojoj je istražen utjecaj anizotropije.

Numeričko istraživanje utjecaja navedenog parametra prikazano je u narednim cjelinama. U točki 3.2. opisano je ziđe kao anizotropan materijal. U 3.3. navedeni su osnovni podaci o analiziranim zidovima za provedenu parametarsku analizu, a u točki 3.4. su prikazani rezultati numeričke analize utjecaja anizotropnih svojstava ziđa na nosivost i deformabilnost zidanih zidova.

U prethodno navedenoj analizi, istraživan je utjecaj i drugih važnih parametara (vrsta zidova, kvaliteta ziđa, utjecaj statičkog i dinamičkog opterećenja i sl.).

Za analizu zidanih zidova korišten je numerički model za statički i dinamički proračun zidanih konstrukcija prikazan u *Poglavlju 2*. Kao što je navedeno, model simulira geometrijsku nelinearnost konstrukcije i sve najvažnije nelinearne efekte ziđa, betona, armature i tla. Analize su urađene zasebno za statička i zasebno za dinamička (potresna) opterećenja.

3.2. Općenito o ziđu kao anizotropnom materijalu

Ziđe je izrazito anizotropan materijal. Prije svega, zidni elementi najčešće imaju vertikalne šupljine, odnosno različite čvrstoće i krutosti u horizontalnom i vertikalnom smjeru. Kod toga je čvrstoća i krutost zidnih elemenata u vertikalnom smjeru redovito značajno veća od čvrstoće i krutosti u horizontalnom smjeru. Isto tako, čvrstoća i krutost horizontalnih i vertikalnih sljubnica je dosta različita. Kod toga su vertikalne sljubnice često djelomično ispunjene mortom ili ga uopće nemaju.

Anizotropija zidnih elemenata i morta u sljubnicama imaju za posljedicu i anizotropiju ziđa. Kod punih zidnih elemenata izotropnih svojstava, anizotropija ziđa je manje izražena. U praksi se susreće ziđe s relativno malom, ali i velikom anizotropijom u horizontalnom i vertikalnom smjeru.

Neka istraživanja utjecaja anizotropije ziđa na njegovo ponašanje pod opterećenjem mogu se naći u [5-11, 17-23]. Svaka daljnja istraživanja u tom pogledu su dobro došla jer anizotropija ziđa može imati značajan utjecaj na ponašanje nearmiranih i osobito omeđenih zidanih zidova pod horizontalnim statičkim i potresnim opterećenjem.

3.3. Osnovni podaci o analiziranim zidovima

Analizirani su dvoetažni nearmirani i omeđeni zidani zidovi različite duljine ($B=3$ m, 6 m, 12 m), čija je geometrija prikazana na slici 21. Svi su zidovi širine 0,24 m, sa širinom betonskog temelja 0,6 m. Horizontalni serklaži armirani su horizontalnim šipkama $4\Phi 10$, a vertikalni serklaži šipkama $4\Phi 12$. Spone serklaža su $\Phi 6$ na razmaku 250 mm. Temelji su armirani uzdužnim šipkama $3\Phi 10$ u gornjoj i donjoj zoni, te poprečnim sponama $\Phi 8$ na razmaku 250 mm. Usvojeno je da su zidovi oslonjeni na krutu nepopustljivu podlogu, s mogućnošću odizanja. Korišten je makromodel ziđa s anizotropnim svojstvima gradiva. Razmatrani su slučajevi dobrog ziđa (visokih čvrstoća i krutosti) i lošeg ziđa (male čvrstoće i krutosti). U odnosu na loše ziđe, dobro ziđe ima 5 puta veće vrijednosti fizikalnih parametara gradiva. Usvojeni osnovni parametri gradiva prikazani su u tablici 3 i 4.

Prostorna diskretizacija analiziranih zidanih zidova konačnim elementima prikazana je na slici 22. Za prostornu diskretizaciju zidova usvojena je nesuviše fina mreža konačnih elemenata, kako bi se skratile dugotrajne statičke i osobito dinamičke analize, što nema većeg utjecaja na točnost numeričkih rezultata i donesene zaključke.

Analizirani su različiti koeficijenti anizotropije ziđa K_a (tablica 3 i 4), gdje je:

$$K_a = E_{mh}/E_{mv} = f_{mch}/f_{mcv} = f_{mth}/f_{mtv} \quad (49)$$

U gornjim izrazima E_{mh} , E_{mv} označava module elastičnosti u horizontalnom i vertikalnom smjeru, f_{mch} , f_{mcv} tlačnu čvrstoću zida u vertikalnom i horizontalnom smjeru i f_{mth} , f_{mtv} vlačnu čvrstoću zida u horizontalnom i vertikalnom smjeru.

Treba napomenuti da vrijedi:

$$E_{mv}v_{mh} = E_{mh}v_{mv} \quad (50)$$

gdje su v_{mh} i v_{mv} Poisson-ovi koeficijenti u horizontalnom i vertikalnom smjeru. Modul posmika za zide G_m dat je izrazom:

$$G_m = \frac{1}{\frac{1+v_{mh}}{E_{mh}} + \frac{1+v_{mv}}{E_{mv}}} \quad (51)$$

U statičkim analizama, uz konstantno vertikalno opterećenje u iznosu od 40 kN/m, zidovi su na razini etaža opterećivani horizontalnim silama (F) do sloma. Vlastita težina zida, serklaža i temelja uzeta je izravno u proračune.

U dinamičkim analizama, zidovi su izloženi horizontalnom harmonijskom ubrzanju podloge čiji period (T_p) odgovara prvom periodu (T_1) slobodnih oscilacija pojedinog zida s elastičnim svojstvima gradiva (slika 20). Maksimalno ubrzanje podloge uzeto je za omeđene zidane zidove $a_{max}=0,3g$, a za nearmirane zidane zidove $a_{max}=0,1g$. Trajanje pobude uzeto je $10T_1$, a trajanje analize $25T_1$.

Tablica 3 Faktori anizotropije i osnovni parametri za dobro zide

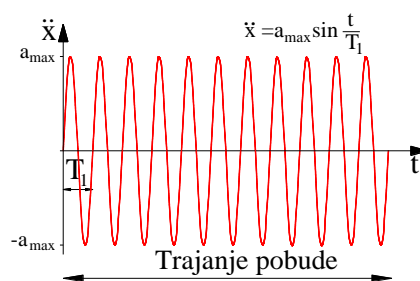
Parametri	Jedinica	Dobro zide			
		$K_a=0.2$	$K_a=0.4$	$K_a=0.6$	$K_a=1.0$
modul elastičnosti E_v	MPa	5 000	5 000	5 000	5 000
modul elastičnosti E_h	MPa	1 000	2 000	3 000	5 000
modul posmika	MPa	793.6	1315.7	1685.4	2173.9
tlačna čvrstoća f_{mcv}	MPa	5.0	5.0	5.0	5.0
tlačna čvrstoća f_{mch}	MPa	1.0	2.0	3.0	5.0
vlačna čvrstoća f_{mtv}	MPa	0.15	0.15	0.15	0.15
vlačna čvrstoća f_{mth}	MPa	0.03	0.06	0.09	0.15

Tablica 4 Faktori anizotropije i osnovni parametri za loše ziđe

Parametri	Jedinica	Loše ziđe			
		$K_a = 0.2$	$K_a = 0.4$	$K_a = 0.6$	$K_a = 1.0$
modul elastičnosti E_{mv}	MPa	1 000	1 000	1 000	1 000
modul elastičnosti E_{mh}	MPa	200	400	600	1 000
modul posmika	MPa	158.7	263.2	337.1	434.8
tlačna čvrstoća f_{mcv}	MPa	1.0	1.0	1.0	1.0
tlačna čvrstoća f_{mch}	MPa	0.2	0.4	0.6	1.0
vlačna čvrstoća f_{mtv}	MPa	0.03	0.15	0.15	0.03
vlačna čvrstoća f_{mth}	MPa	0.006	0.012	0.018	0.03

Tablica 5 Usvojeni osnovni parametri gradiva za analizu zidanih zidova

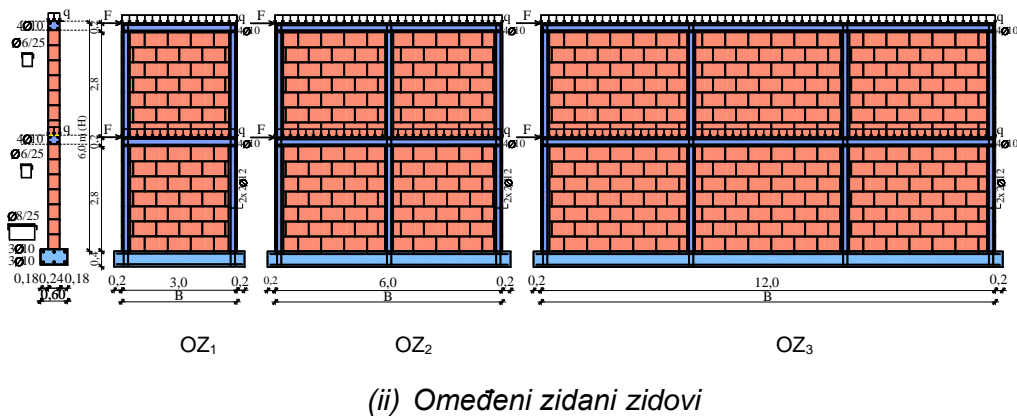
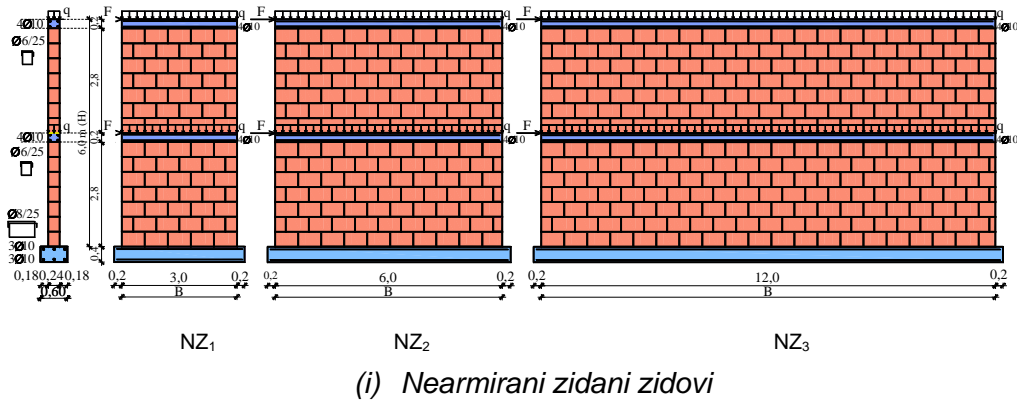
Parametri	Jedinica	Materijal		
		Beton temelja i serklaža	Čelik za armiranje	Kontaktne elementi ispod temelja
modul elastičnosti	MPa	30 500	210 000	30 500
modul posmika	MPa	13 260	-	13 260
tlačna čvrstoća	MPa	25	560	25
vlačna čvrstoća	MPa	2.5	560	0.0



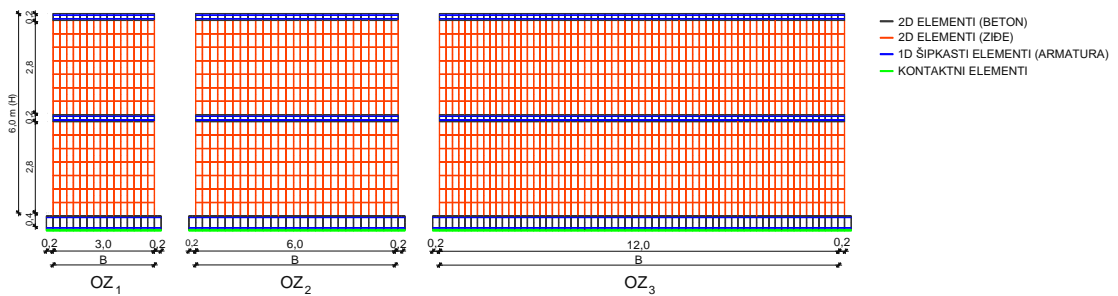
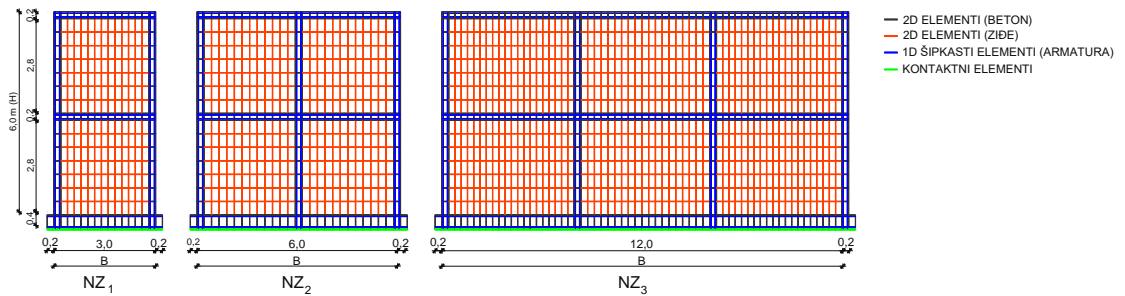
Harmonijsko ubrzanje

Slika 20 Korišteno horizontalno ubrzanje podloge

Prikazani su osnovni podaci o geometriji analiziranih zidanih zidova. Usvojeni su zidovi jednostavne geometrije.



Slika 21 Geometrija analiziranih zidanih zidova



Slika 22 Konačni elementi diskretizacije analiziranih zidanih zidova

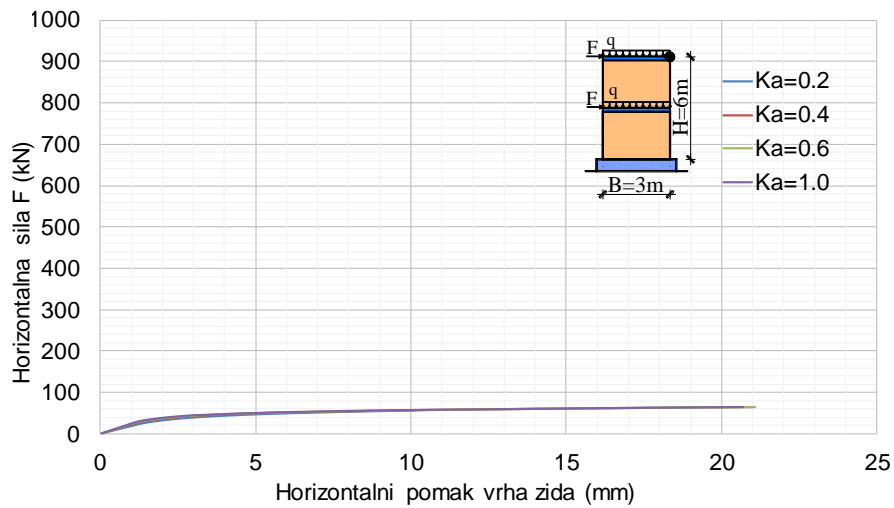
3.4. Rezultati numeričke analize

3.4.1. Statička analiza

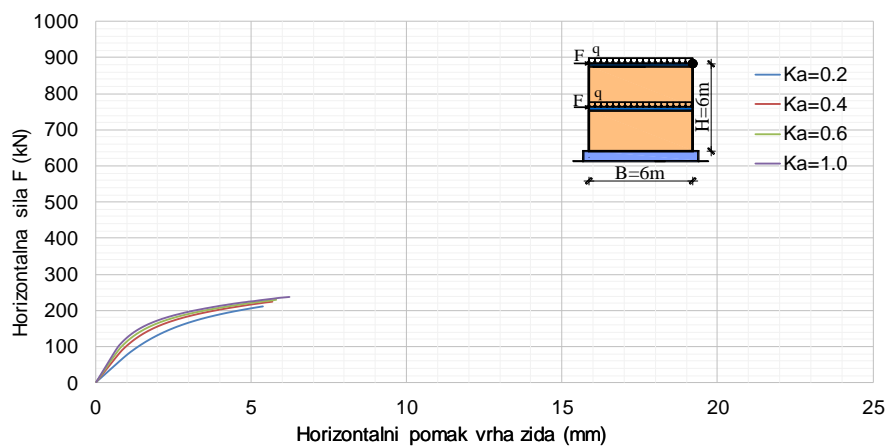
U nastavku su prikazani odabrani rezultati numeričke analize. Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova u ovisnosti o sili F prikazan je na slikama 23 i 24, a omeđenih zidanih zidova na slikama 25 i 26. Odnos granične nosive sile F_u i koeficijenta anizotropije K_a prikazan je na slikama 27 i 28. Vertikalno naprezanje ziđa pri dnu zidanih zidova prikazano je na slikama 29-32. Vertikalno naprezanje betona pri dnu zidanih zidova prikazano je na slikama 33 i 34. Naprezanje armature pri dnu vertikalnog serklaža zidanih zidova prikazano je na slikama 35 i 36.

OZ – omeđeni zid

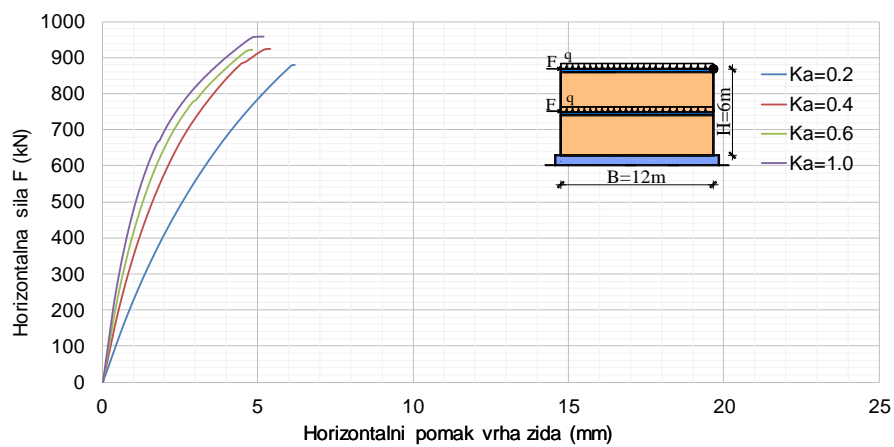
NZ – nearmirani zid



(i) Zid NZ₁

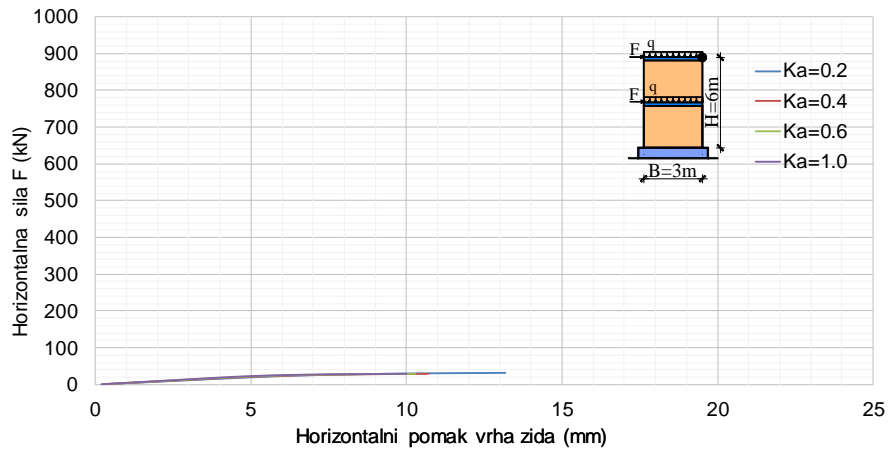


(ii) Zid NZ₂

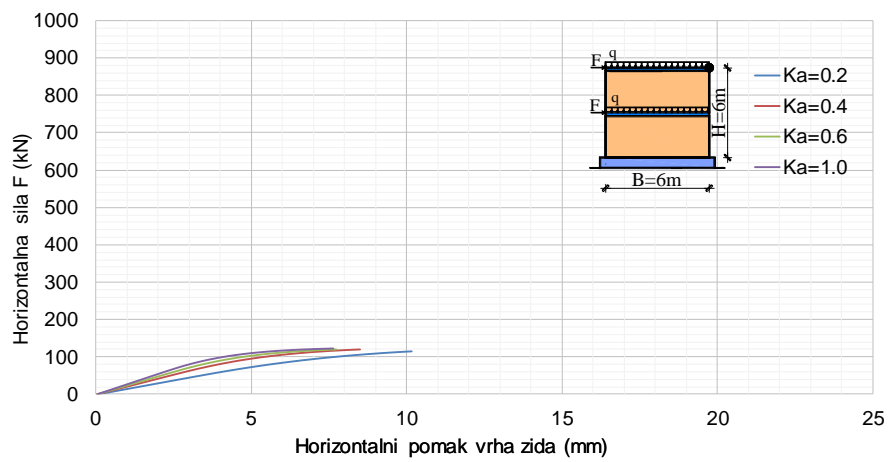


(iii) Zid NZ₃

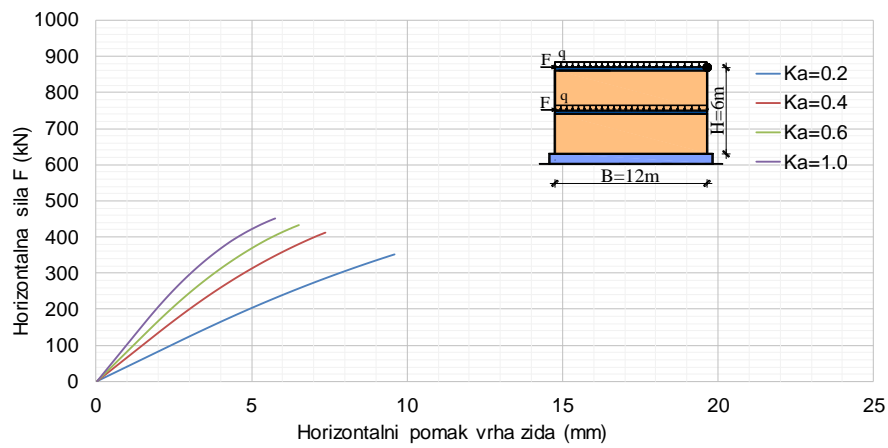
Slika 23 Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova – dobro ziđe



(i) Zid NZ₁

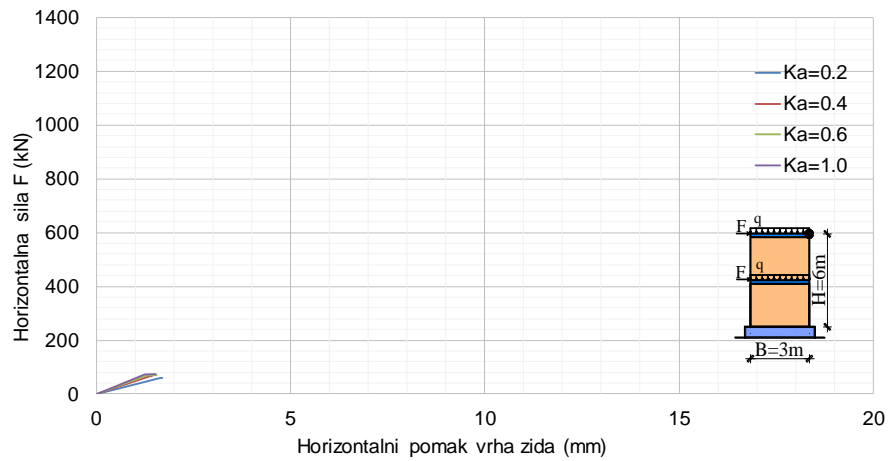


(ii) Zid NZ₂

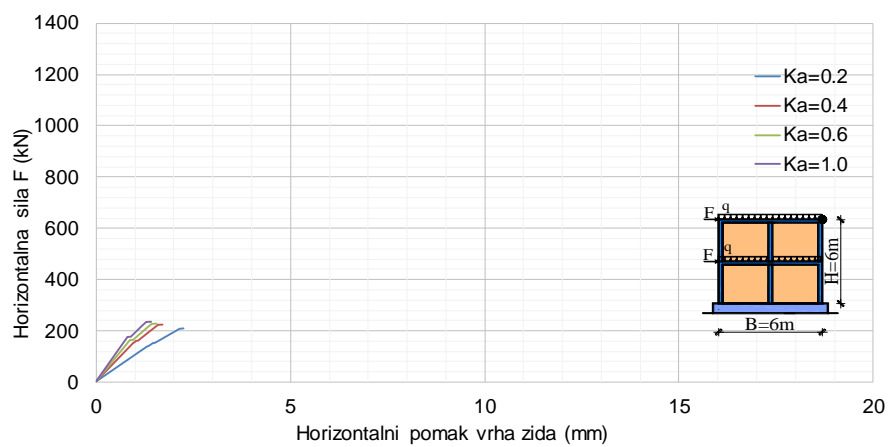


(iii) Zid NZ₃

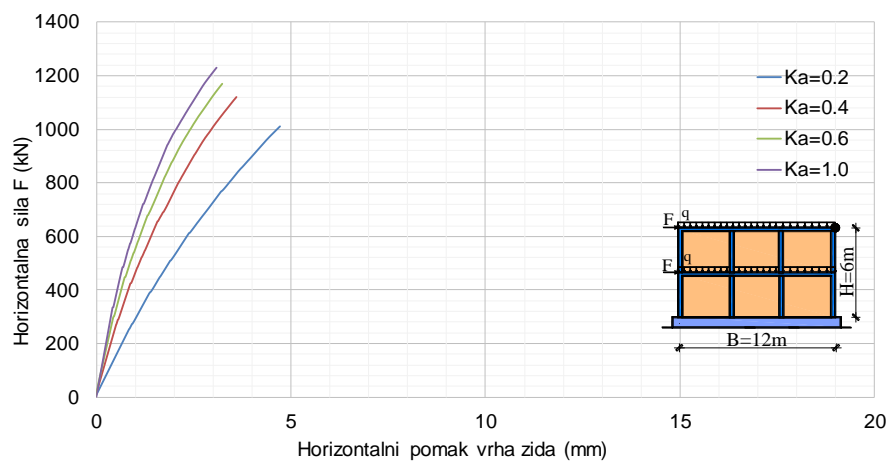
Slika 24 Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova – loše zide



(i) Zid OZ₁

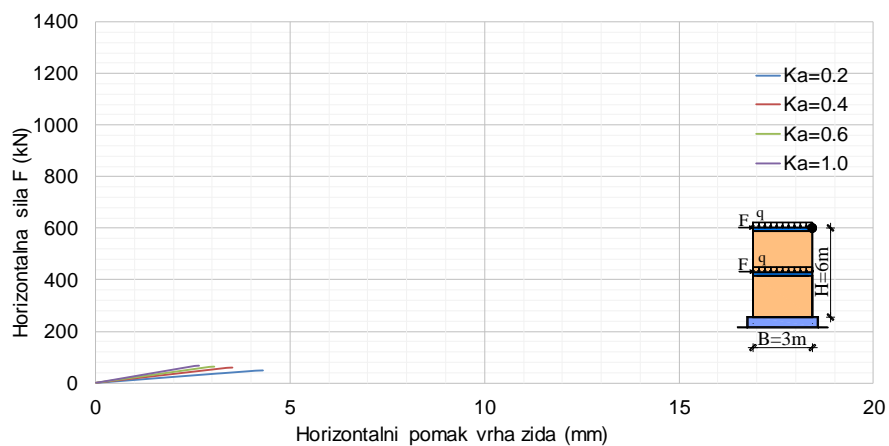


(ii) Zid OZ₂

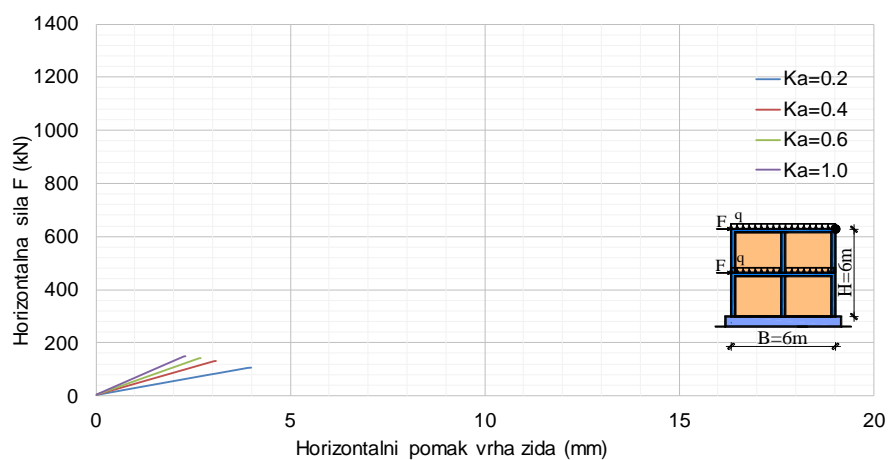


(iii) Zid OZ₃

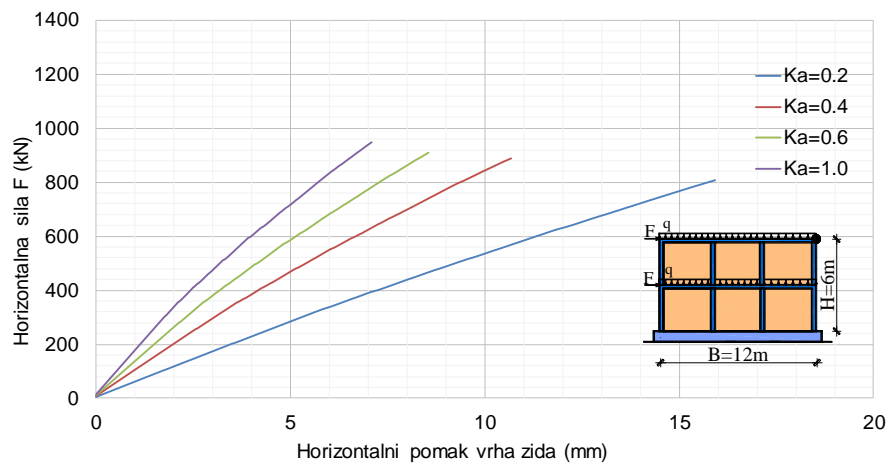
Slika 25 Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova – dobro žiđe



(i) Zid OZ₁

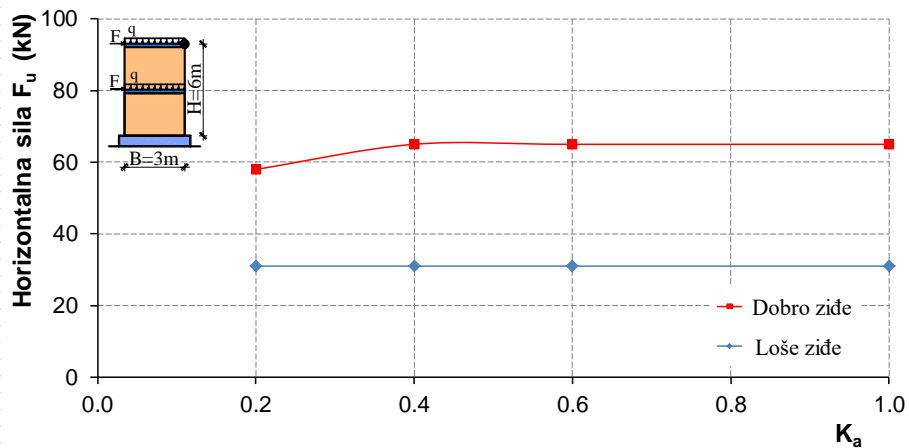


(ii) Zid OZ₂

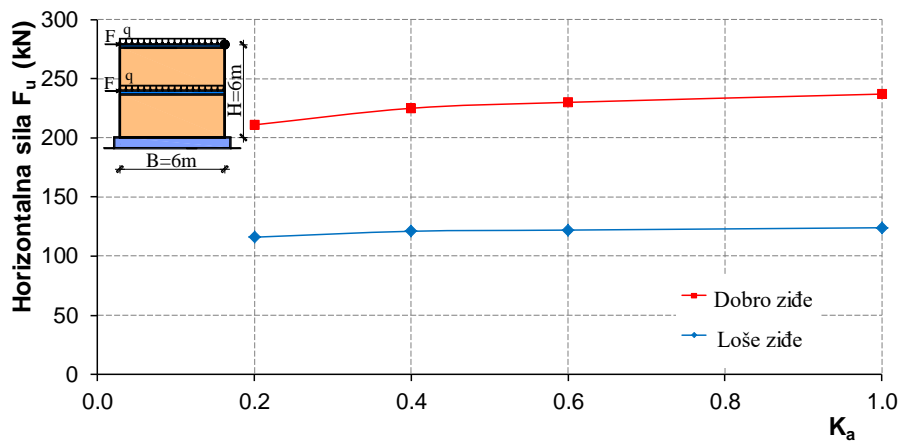


(iii) Zid OZ₃

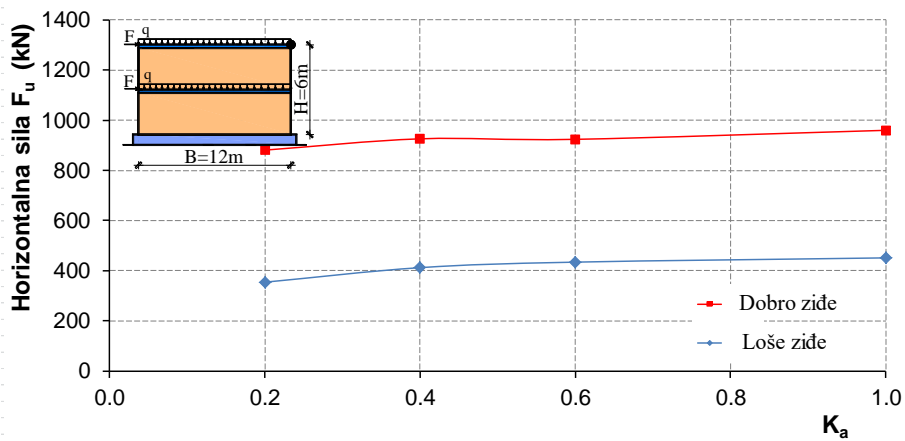
Slika 26 Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova – loše ziče



(i) Zid NZ₁

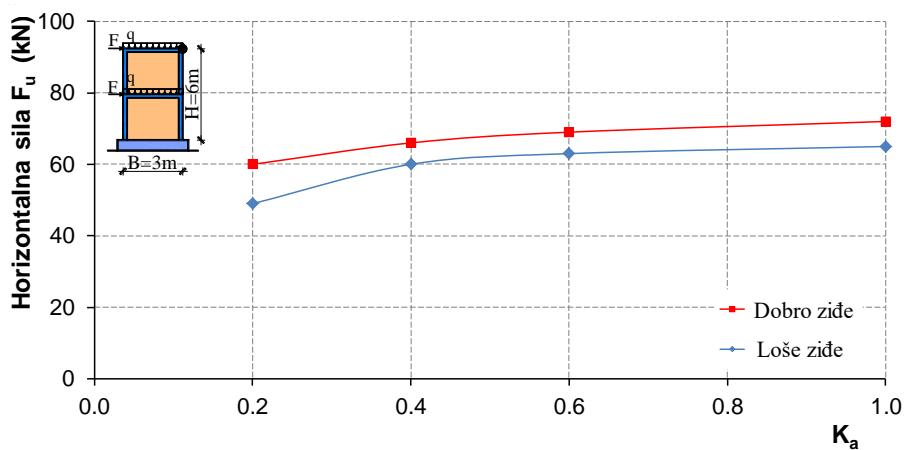


(ii) Zid NZ₂

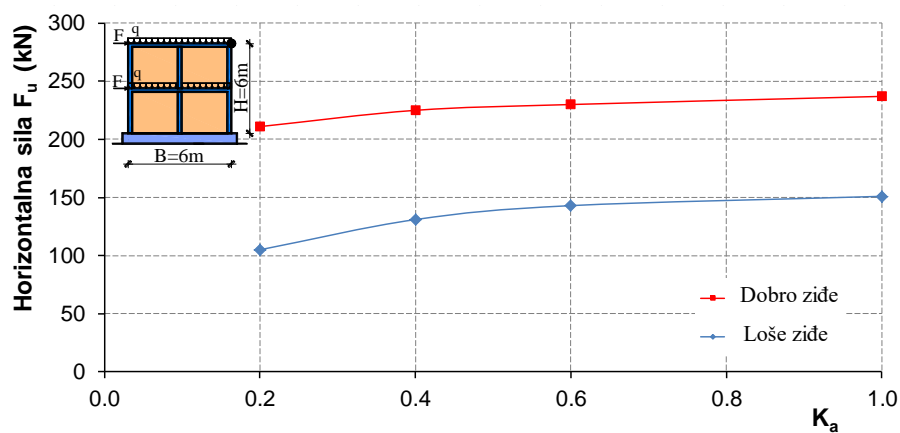


(iii) Zid NZ₃

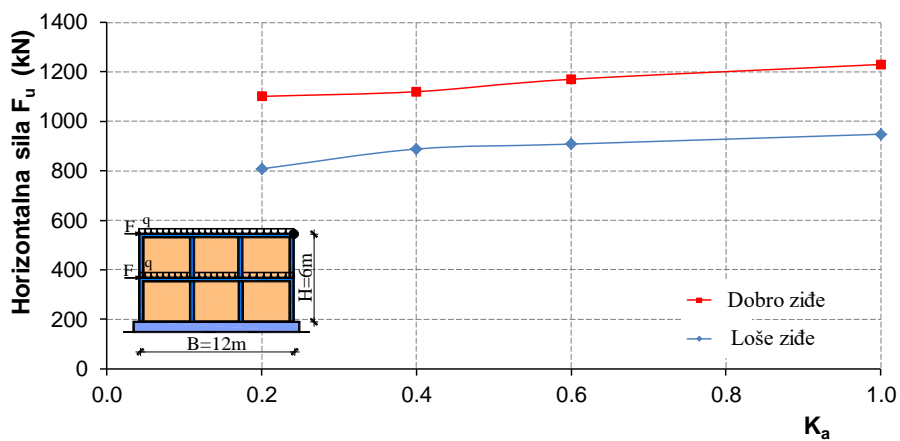
Slika 27 Odnos granične nosive sile F_u i koeficijenta anizotropije K_a – nearmirani zidani zid



(i) Zid OZ₁

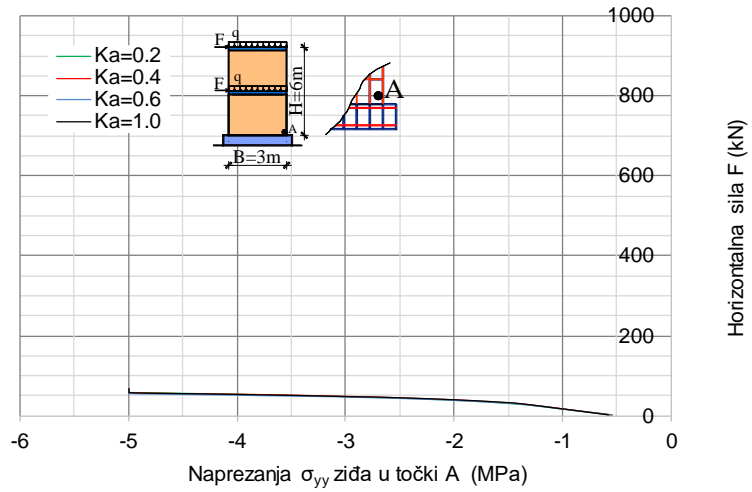


(ii) Zid OZ₂

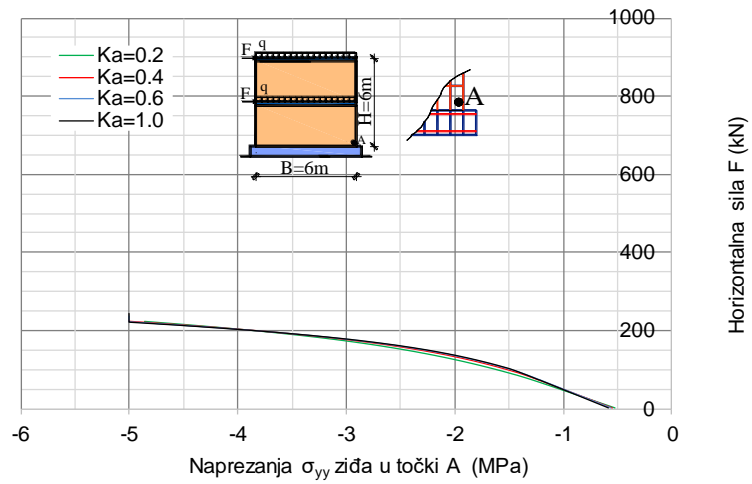


(iii) Zid OZ₃

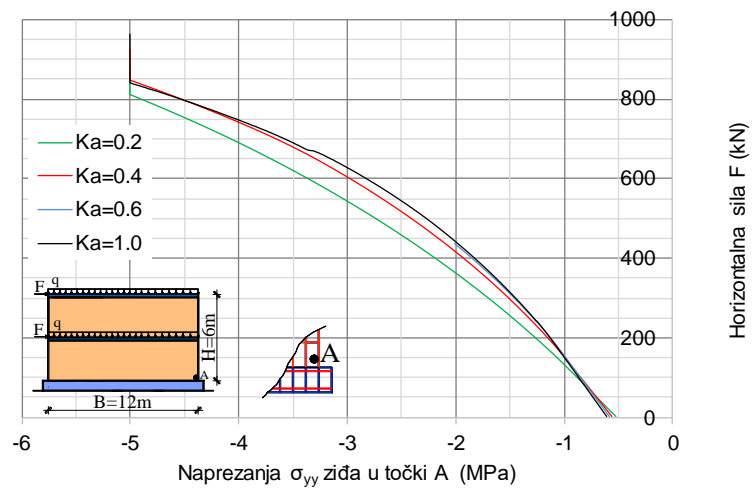
Slika 28 Odnos granične nosive sile F_u i koeficijenta anizotropije K_a – omeđeni zidani zid



(i) Zid NZ_1

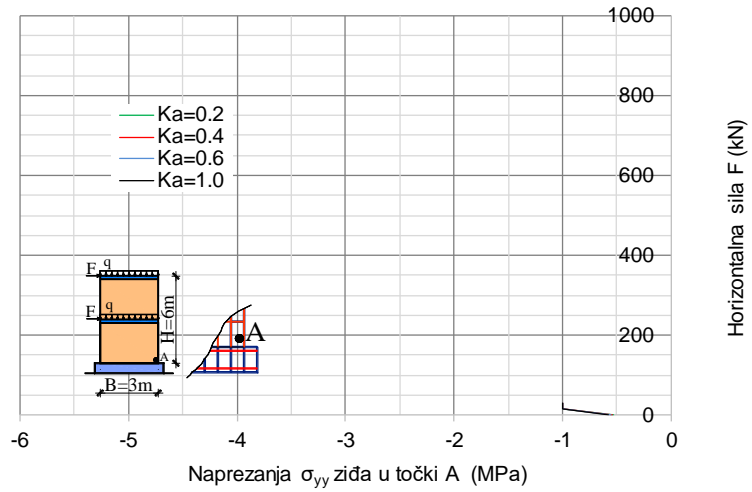


(ii) Zid NZ_2

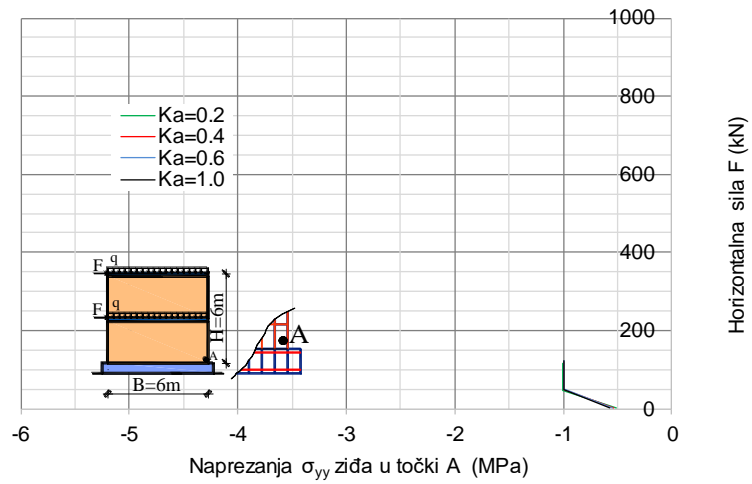


(iii) Zid NZ_3

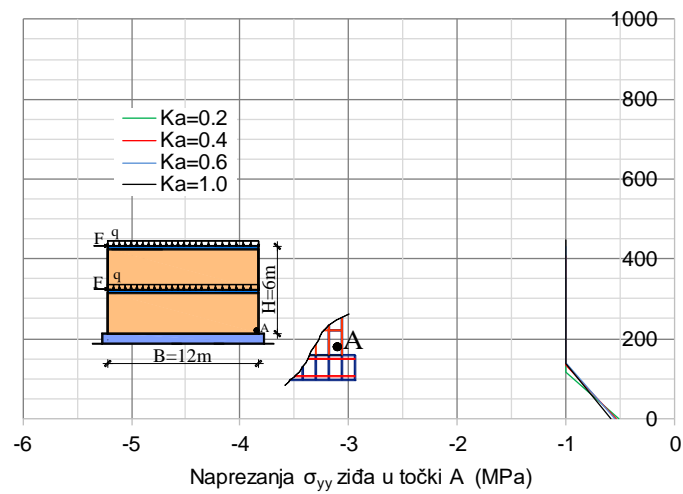
Slika 29 Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu nearmiranih zidanih zidova – dobro zide



(i) Zid NZ_1

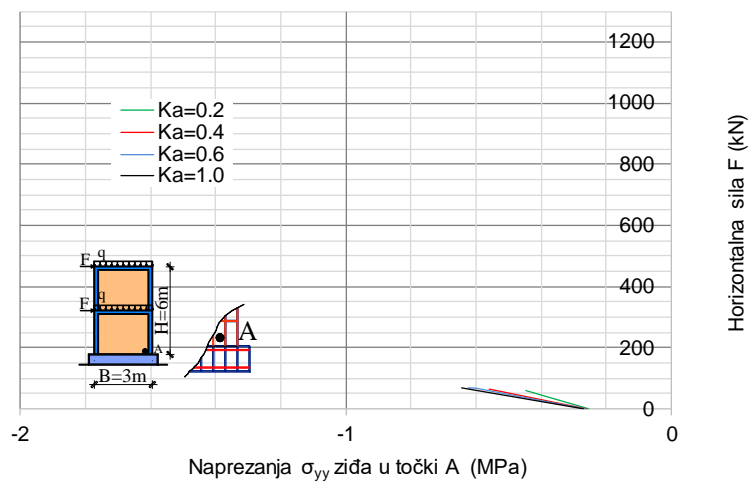


(ii) Zid NZ_2

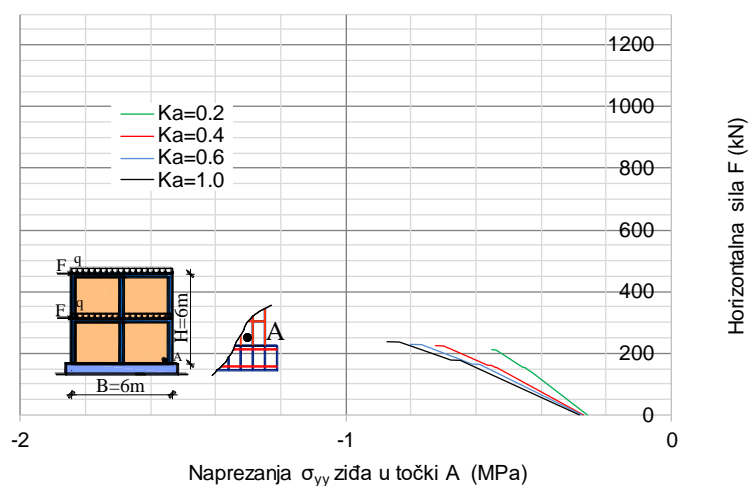


(iii) Zid NZ_3

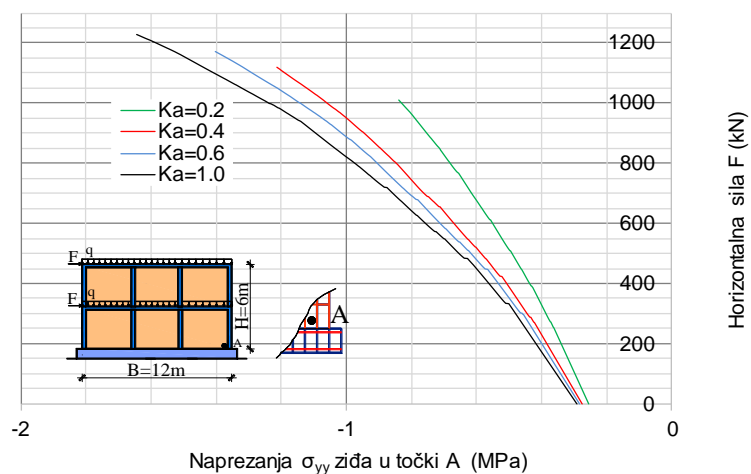
Slika 30 Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu nearmiranih zidanih zidova – loše zide



(i) Zid OZ₁

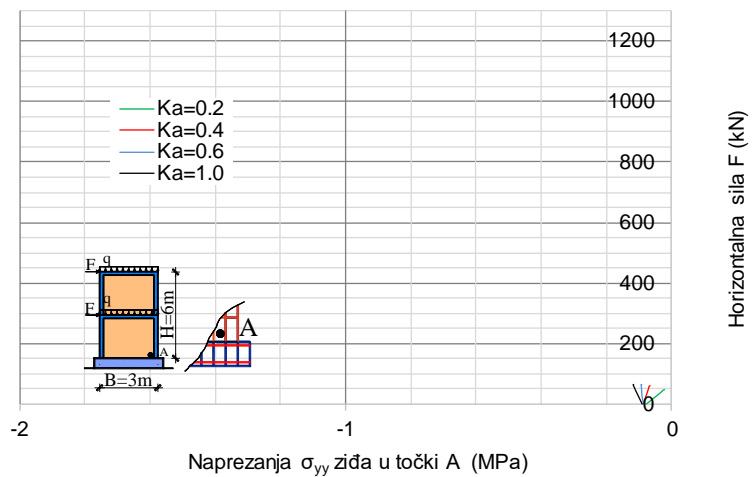


(ii) Zid OZ₂

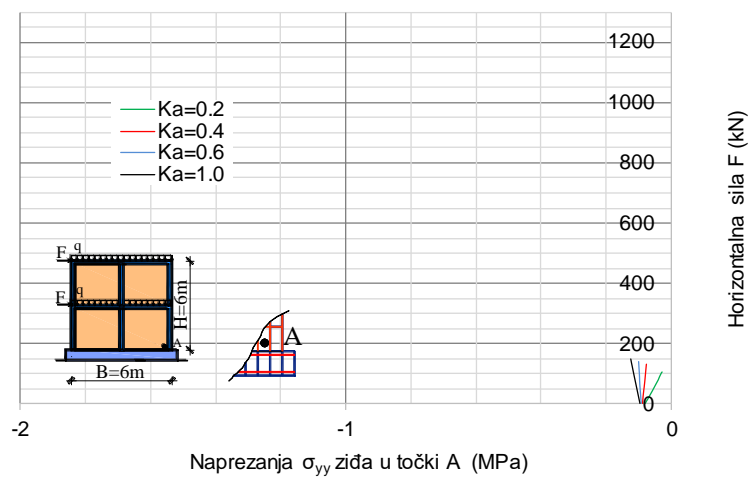


(iii) Zid OZ₃

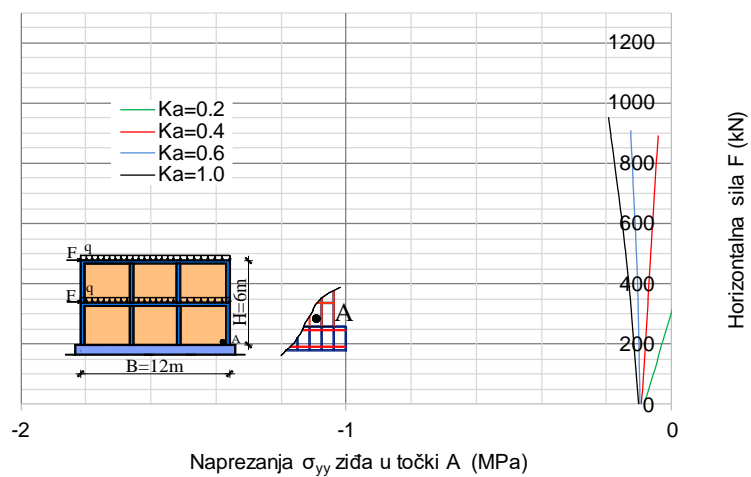
Slika 31 Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova – dobro ziđe



(i) Zid OZ₁

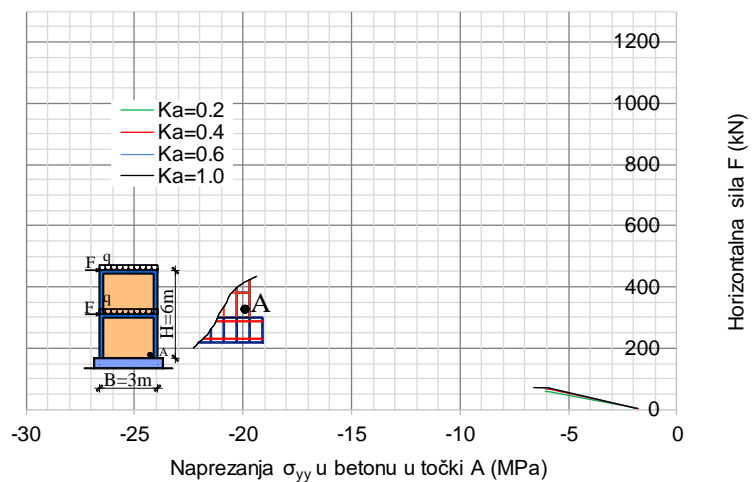


(ii) Zid OZ₂

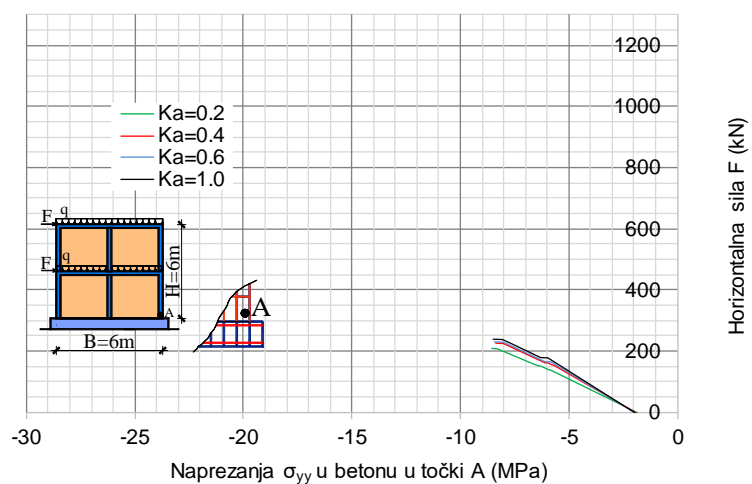


(iii) Zid OZ₃

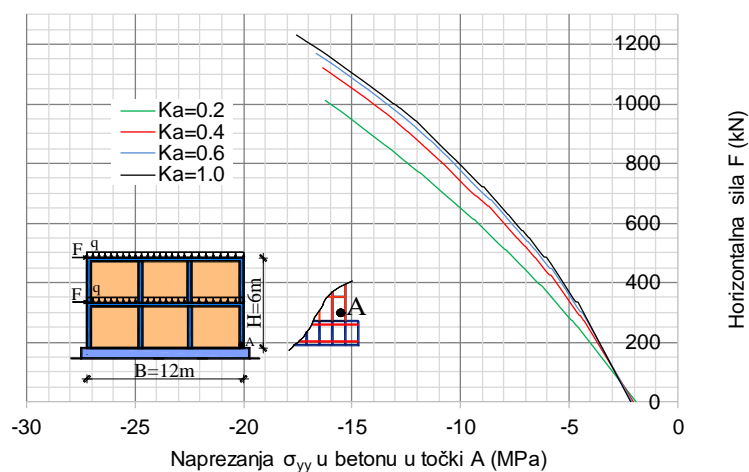
Slika 32 Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova – loše zide



(i) Zid OZ₁

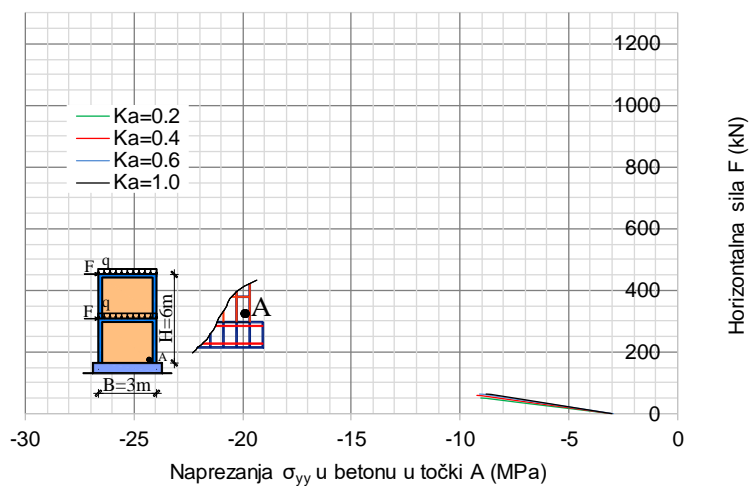


(ii) Zid OZ₂

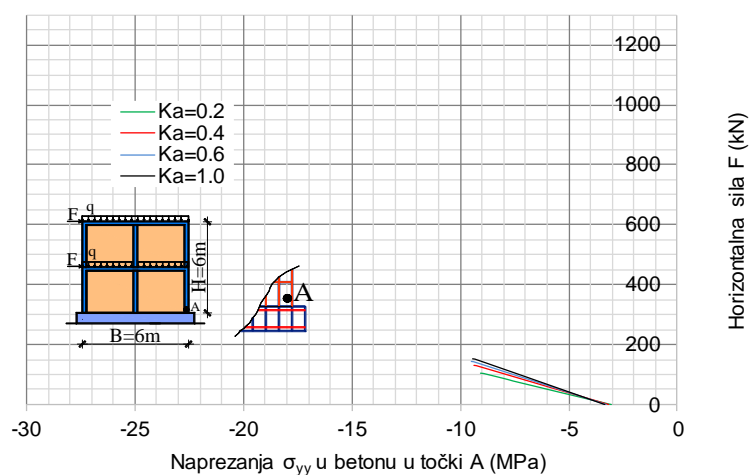


(iii) Zid OZ₃

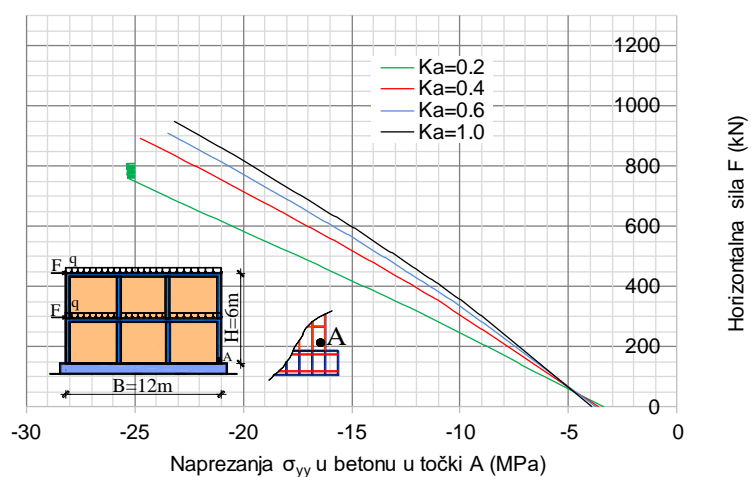
Slika 33 Vertikalno napreznje u betonu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova – dobro ziđe



(i) Zid OZ₁

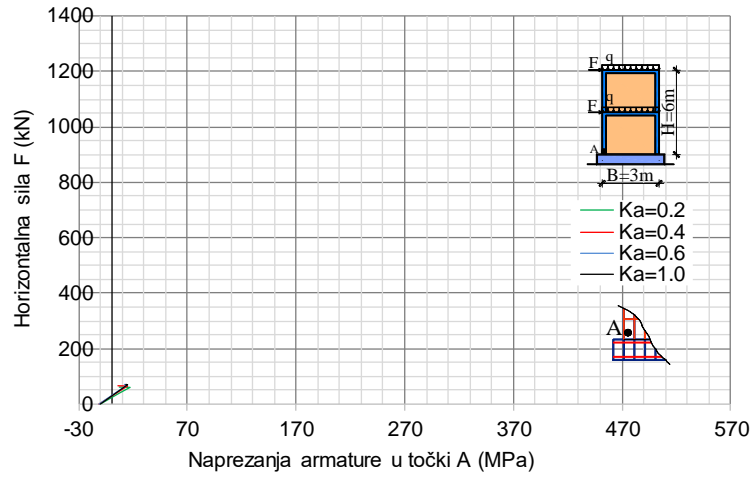


(ii) Zid OZ₂

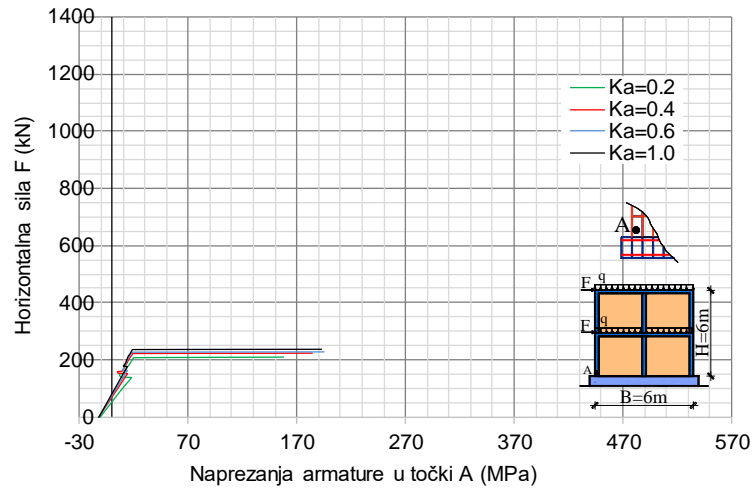


(iii) Zid OZ₃

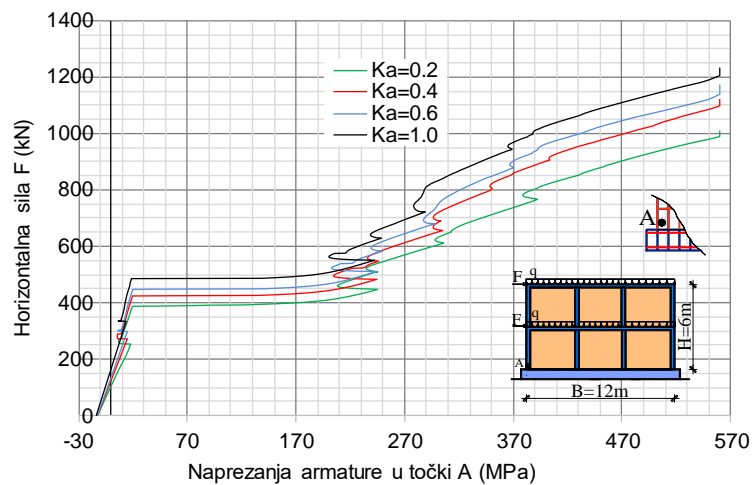
Slika 34 Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova – loše zide



(i) Zid OZ₁

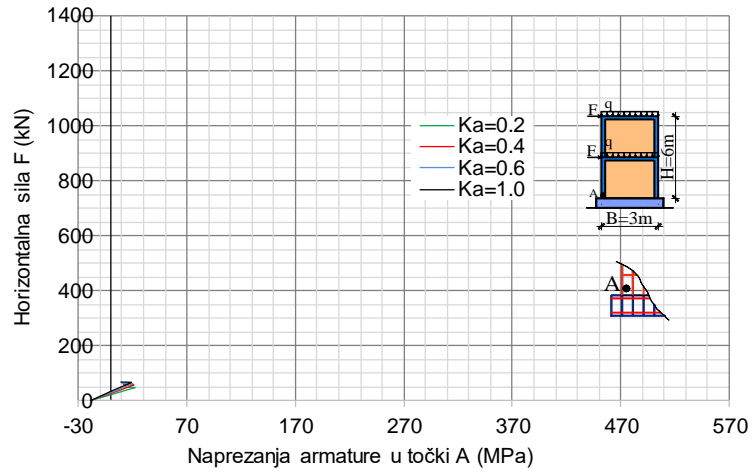


(ii) Zid OZ₂

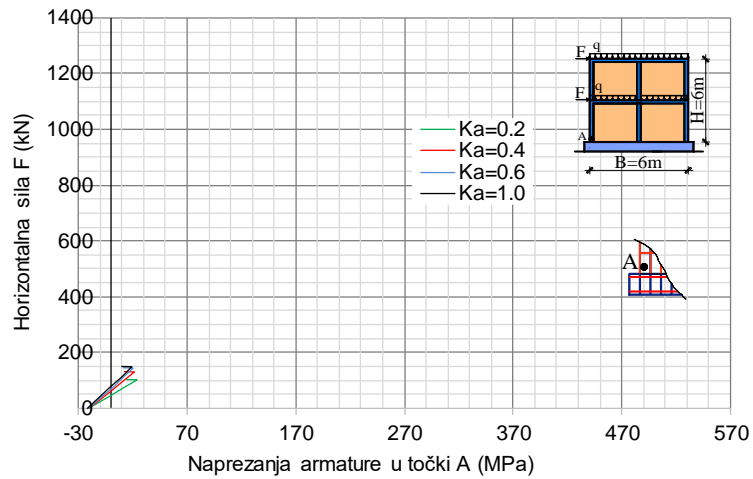


(iii) Zid OZ₃

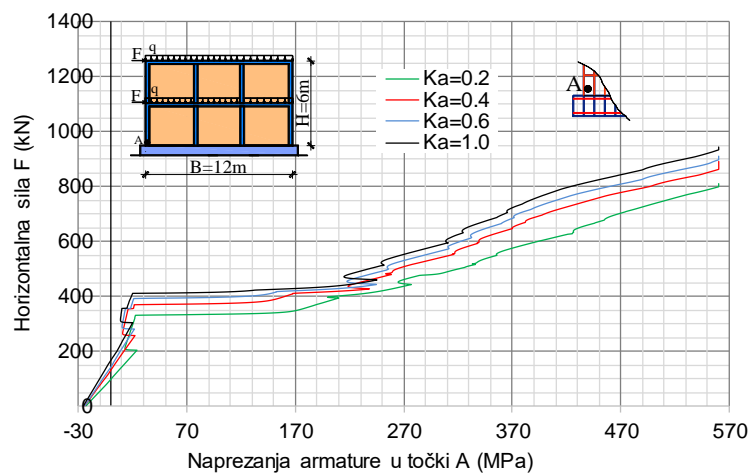
Slika 35 Naprezanje armature u točki A pri dnu vertikalnih serklaža – dobro ziđe



(i) Zid OZ₁



(ii) Zid OZ₂



(iii) Zid OZ₃

Slika 36 Naprezanje armature u točki A pri dnu vertikalnih serklaža – loše zide

Kao što se vidi s priloženih crteža, granična nosivost i deformabilnost (horizontalni pomaci) te naprezanja u zidu, betonu i armaturi (vertikalnim serklažima) ovise o koeficijentu anizotropije K_a . Što je anizotropija veća (manji K_a), to je i razlika u navedenim veličinama veća. Uz isti koeficijent anizotropije, ponašanje zida ovisi o tome da li je nearmiran ili omeđen, o odnosu duljine i visine zida te o kvaliteti zida (dobro ziđe, loše ziđe).

Dulji zidovi imaju veći utjecaj anizotropije u odnosu na kraće zidove. Lošije ziđe ima značajniji utjecaj anizotropije u odnosu na dobro ziđe. Utjecaj anizotropije se više manifestira na horizontalne pomake (deformabilnost) zida, a nešto manje na njegovu graničnu nosivost. Omeđeni zidani zidovi imaju veći utjecaj anizotropije u odnosu na nearmirane zidane zidove jer je kod njih prisutan veći utjecaj horizontalnih naprezanja (opasani su serklažima). Za visoke vrijednosti koeficijenta K_a (niža anizotropija), ponašanje anizotropnih zidova se malo razlikuje od ponašanja izotropnih zidova.

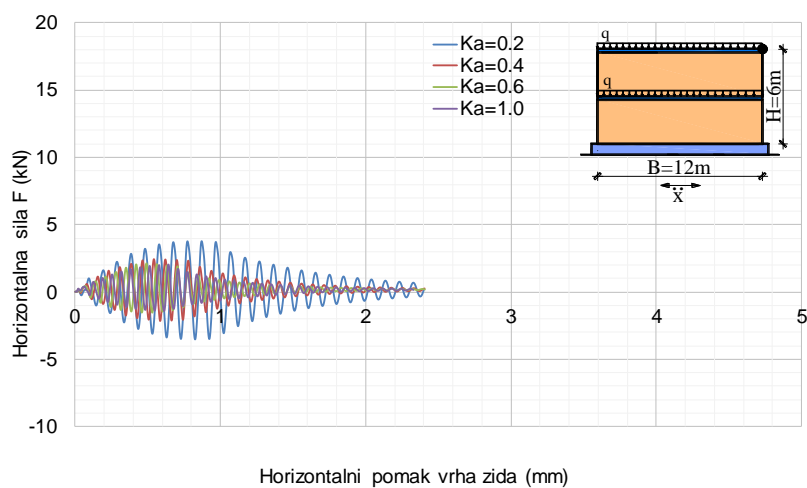
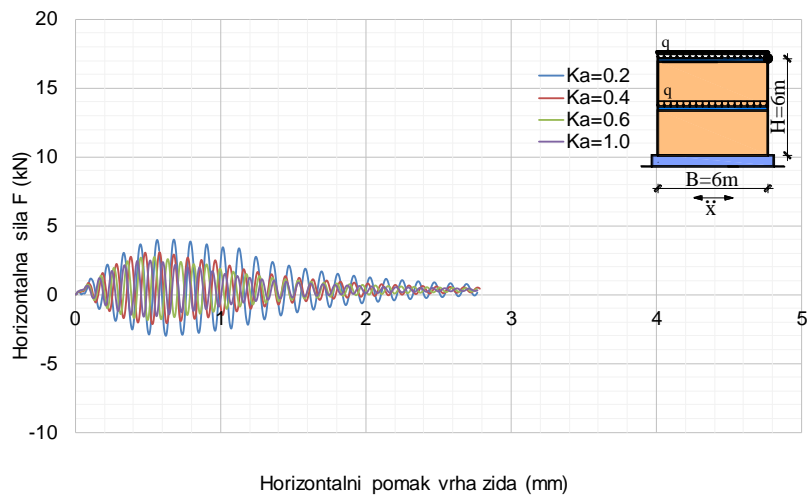
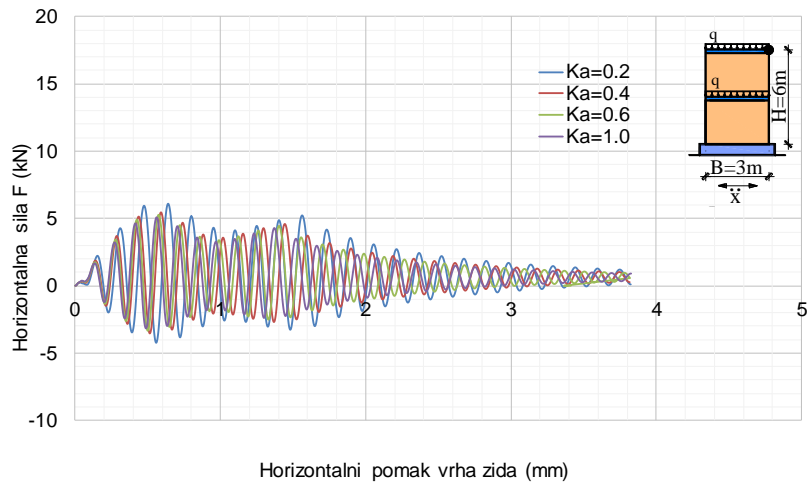
3.4.2. Dinamička analiza

Analizirani su zidovi na slici 21 na harmonijsko ubrzanje podloge. Prvi i drugi period slobodnih oscilacija zidova prikazan je u tablici 6. Zidovi su izloženi jednolikom harmonijskom ubrzanju podloge prema slici 20. Period pobude odgovara prvom periodu slobodnih oscilacija elastičnog zida (T_1).

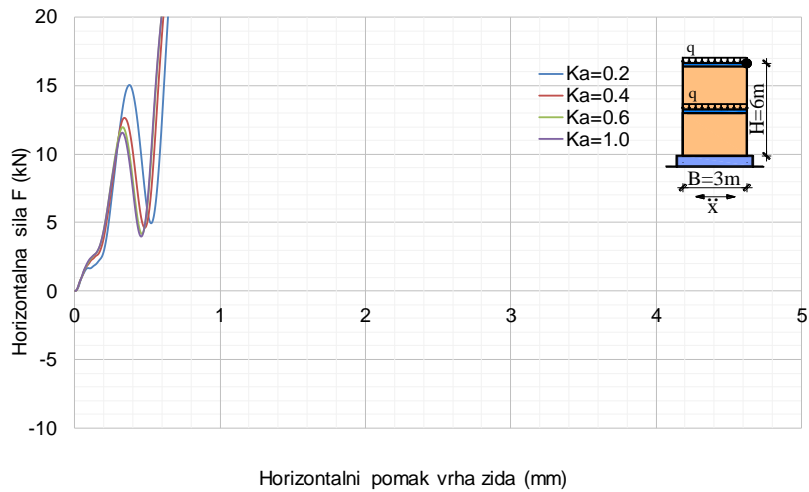
Tablica 6 Prvi (T_1) i drugi (T_2) period slobodnih oscilacija zidanih zidova

Zid		T_1 [s]	T_2 [s]		T_1 [s]	T_2 [s]
$K_a=0.2$		0,1528	0,0444		0,3393	0,0987
$K_a=0.4$	NZ ₁	0,1414	0,0370	NZ ₁	0,3139	0,0823
$K_a=0.6$	Dobro ziđe	0,1374	0,0341	Loše ziđe	0,3051	0,0759
$K_a=1.0$		0,1343	0,0331		0,2987	0,0736
$K_a=0.2$		0,1107	0,0397		0,2460	0,0884
$K_a=0.4$	NZ ₂	0,0944	0,0333	NZ ₂	0,2097	0,0742
$K_a=0.6$	Dobro ziđe	0,0886	0,0331	Loše ziđe	0,1965	0,0736
$K_a=1.0$		0,0839	0,0331		0,1860	0,0734
$K_a=0.2$		0,0961	0,0369		0,2137	0,0822
$K_a=0.4$	NZ ₃	0,0771	0,0346	NZ ₃	0,1710	0,0736
$K_a=0.6$	Dobro ziđe	0,0698	0,0335	Loše ziđe	0,1547	0,0735
$K_a=1.0$		0,0638	0,0332		0,1412	0,0733
$K_a=0.2$		0,1128	0,0374		0,1987	0,0714
$K_a=0.4$	OZ ₁	0,0987	0,0306	OZ ₁	0,1624	0,0573
$K_a=0.6$	Dobro ziđe	0,0936	0,0278	Loše ziđe	0,1480	0,0515
$K_a=1.0$		0,0896	0,0263		0,1357	0,0463
$K_a=0.2$		0,0956	0,0348		0,1884	0,0694
$K_a=0.4$	OZ ₂	0,0790	0,0286	OZ ₂	0,1497	0,0550
$K_a=0.6$	Dobro ziđe	0,0728	0,0277	Loše ziđe	0,1341	0,0493
$K_a=1.0$		0,0677	0,0276		0,1207	0,0444
$K_a=0.2$		0,0893	0,0338		0,1868	0,0696
$K_a=0.4$	OZ ₃	0,0708	0,0324	OZ ₃	0,1457	0,0545
$K_a=0.6$	Dobro ziđe	0,0636	0,0306	Loše ziđe	0,1291	0,0503
$K_a=1.0$		0,0575	0,0293		0,1146	0,0494

Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova prikazan je na slikama 37 i 38, a omeđenih zidanih zidova na slici 39 i 40. Vertikalno naprezanje ziđa pri dnu zidanih zidova prikazano je na slikama 41-44. Vertikalno naprezanje betona pri dnu omeđenih zidanih zidova prikazano je na slikama 45 i 46. Vertikalno naprezanje armature pri dnu vertikalnog serklaža omeđenih zidanih zidova prikazano je na slikama 47 i 48.



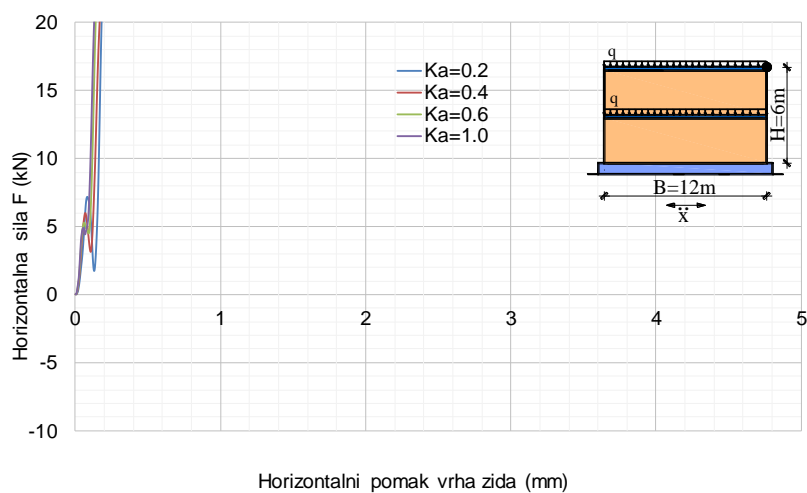
Slika 37 Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova – dobro ziđe



(i) Zid NZ₁

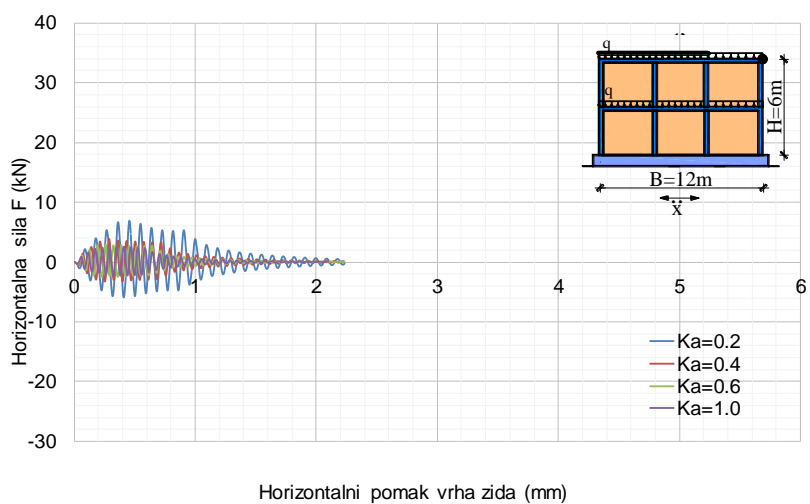
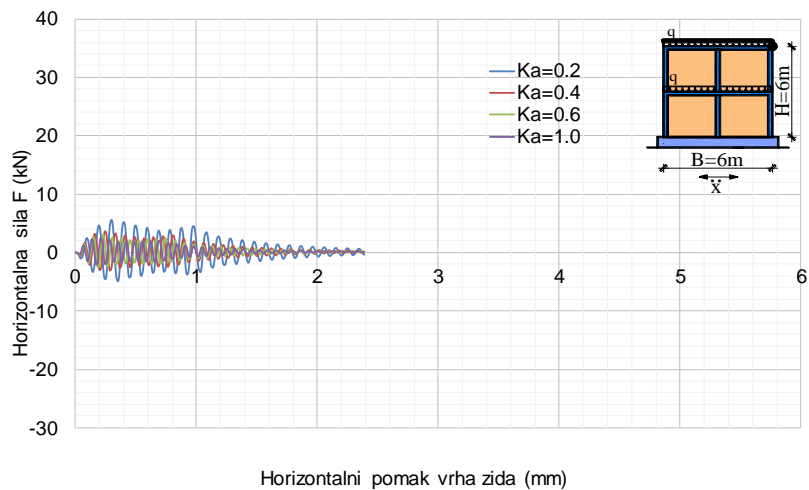
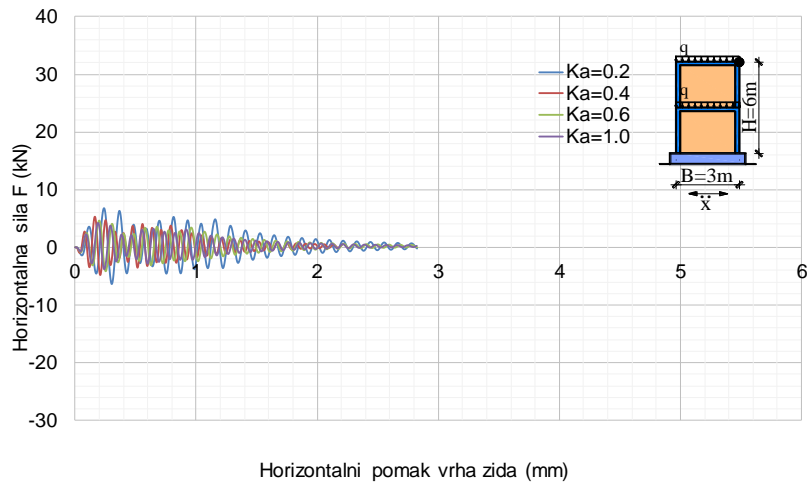


(ii) Zid NZ₂

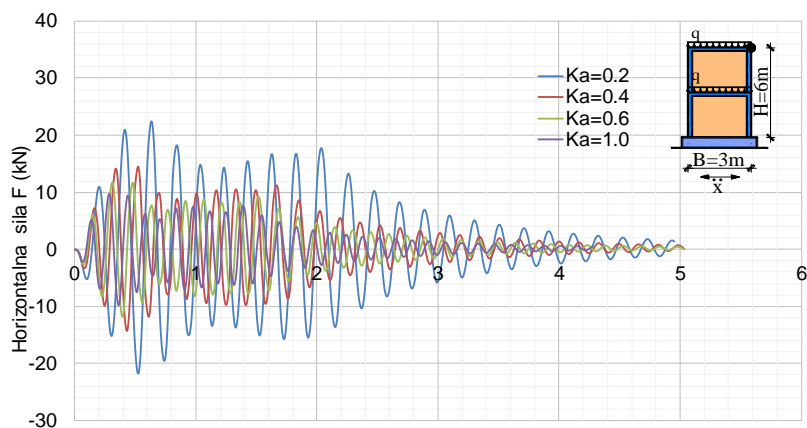


(iii) Zid NZ₃

Slika 38 Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova – loše žiđe

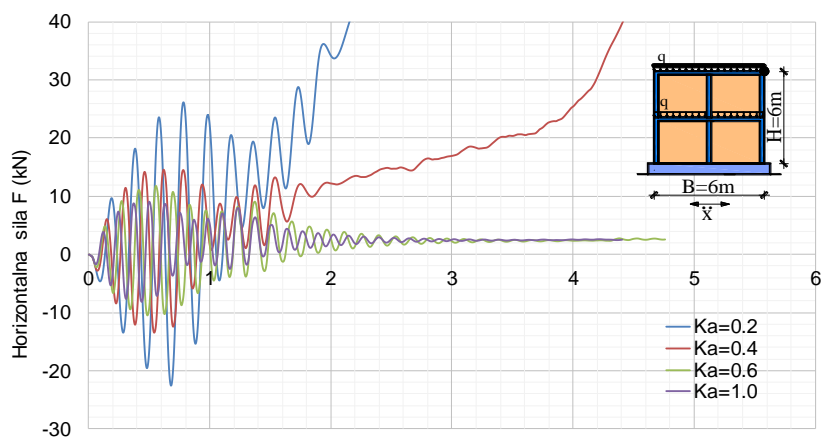


Slika 39 Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova – dobro ziđe



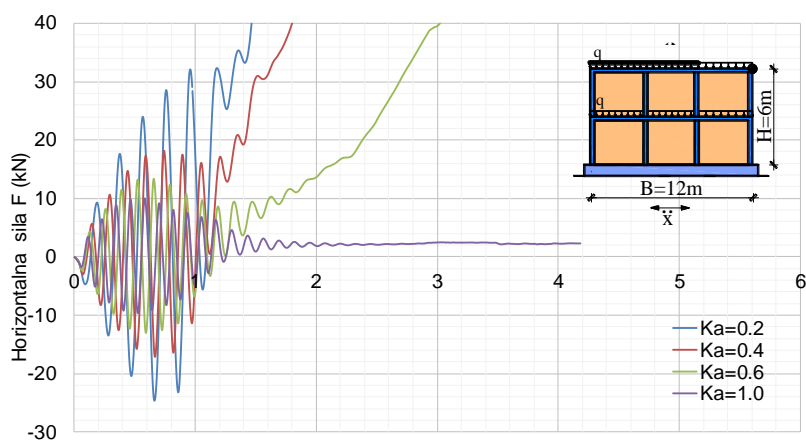
Horizontalni pomak vrha zida (mm)

(i) Zid OZ₁



Horizontalni pomak vrha zida (mm)

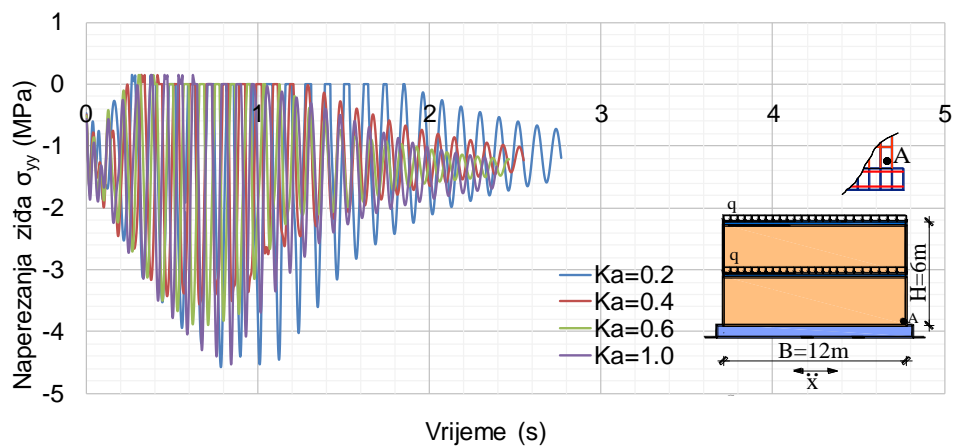
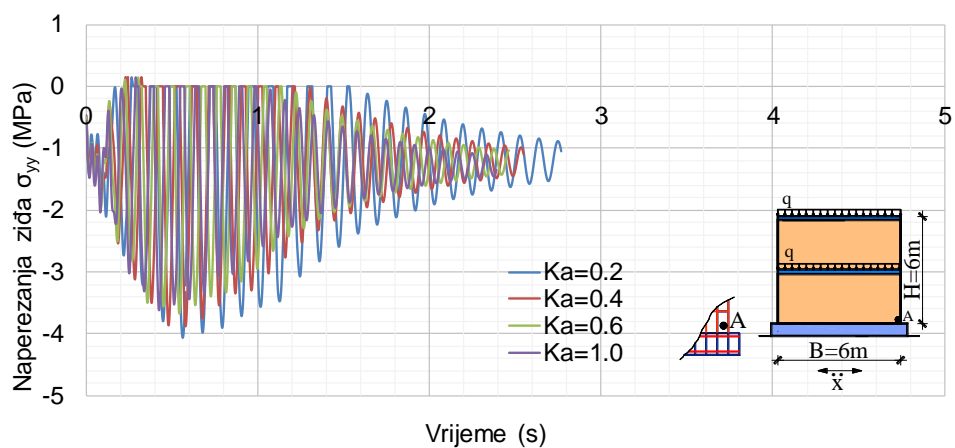
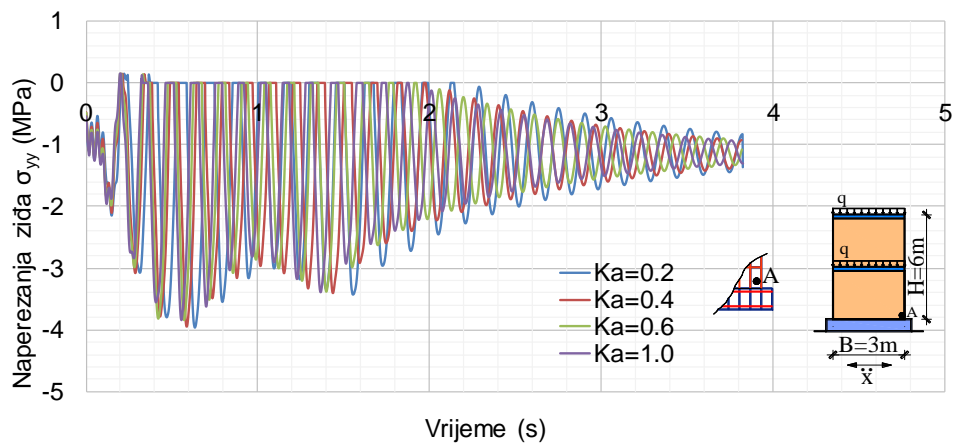
(ii) Zid OZ₂



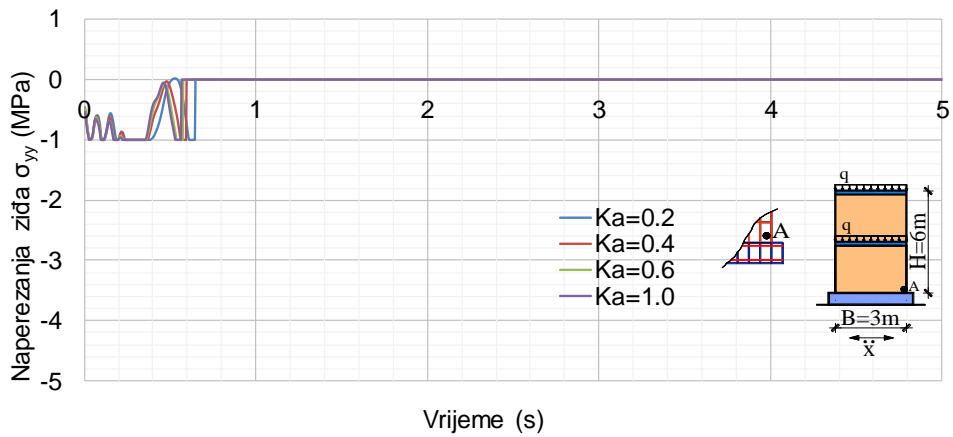
Horizontalni pomak vrha zida (mm)

(iii) Zid OZ₃

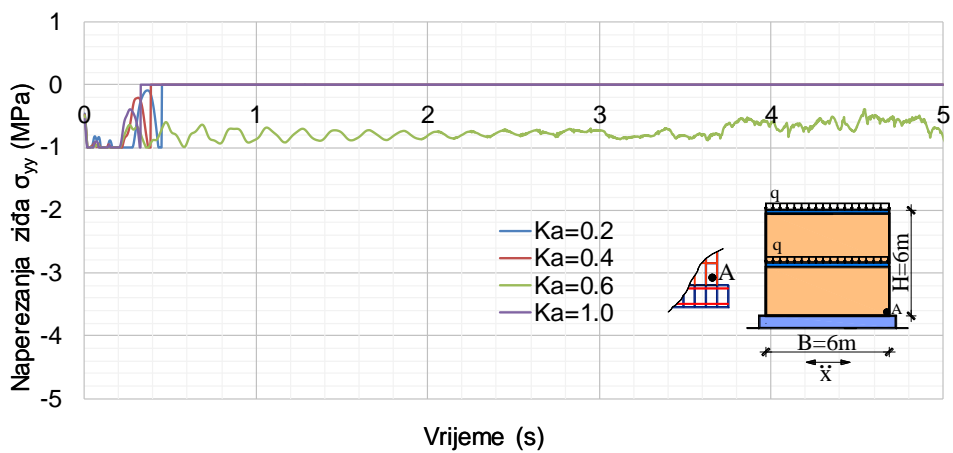
Slika 40 Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova – loše zide



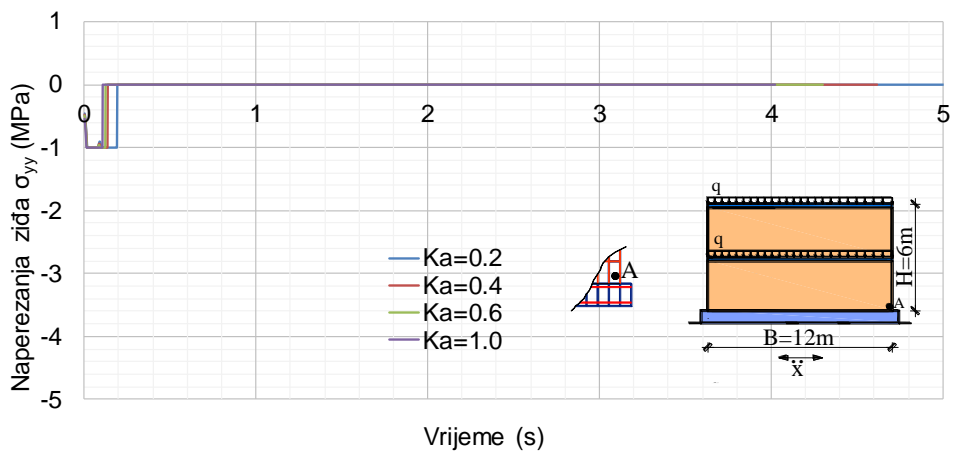
Slika 41 Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu nearmiranih zidanih zidova – dobro ziđe



(i) Zid NZ₁

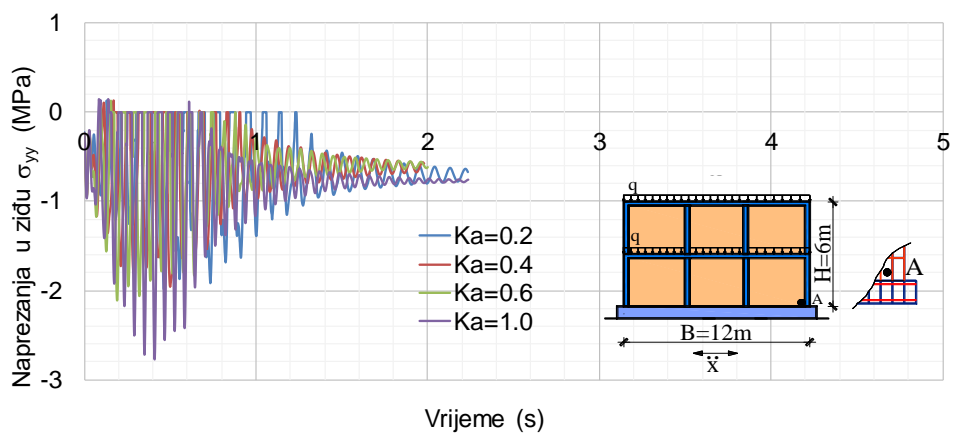
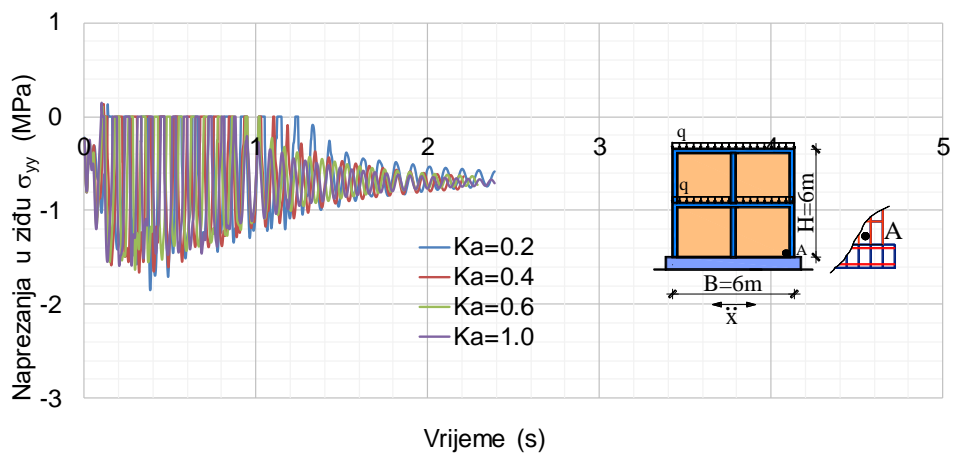
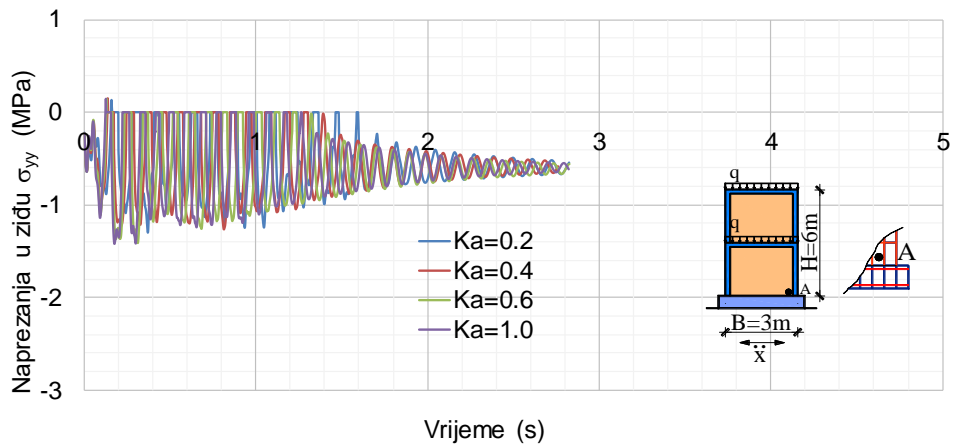


(ii) Zid NZ₂

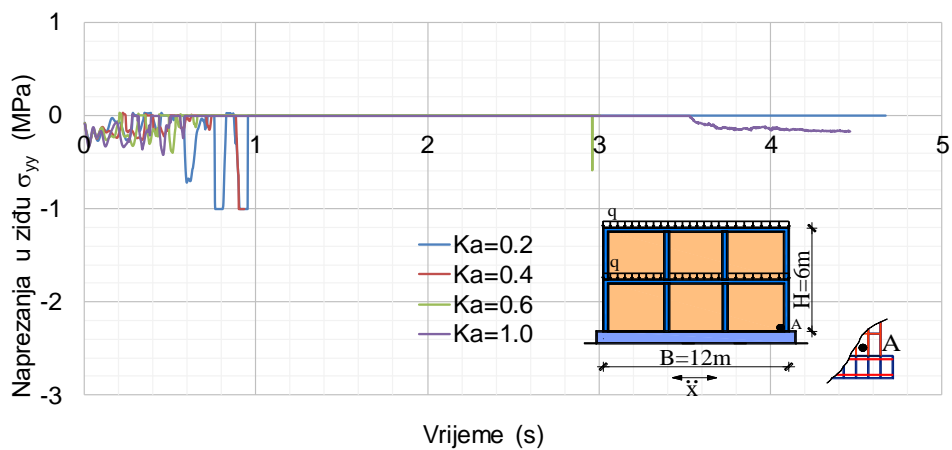
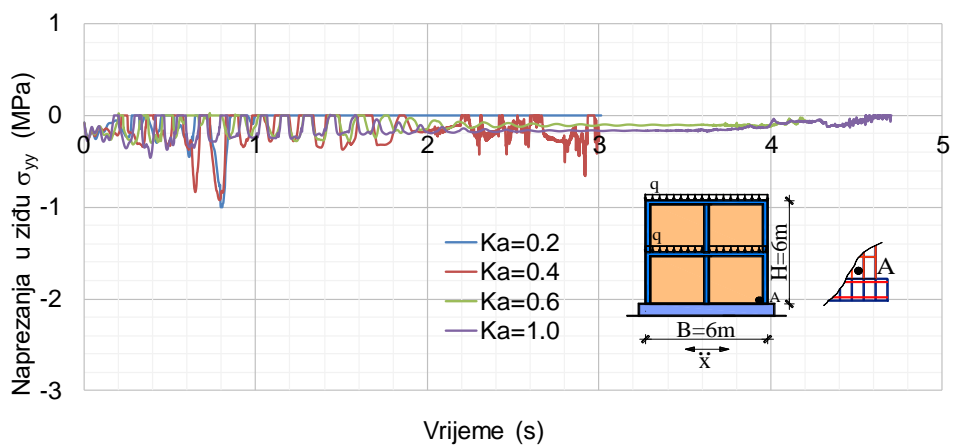
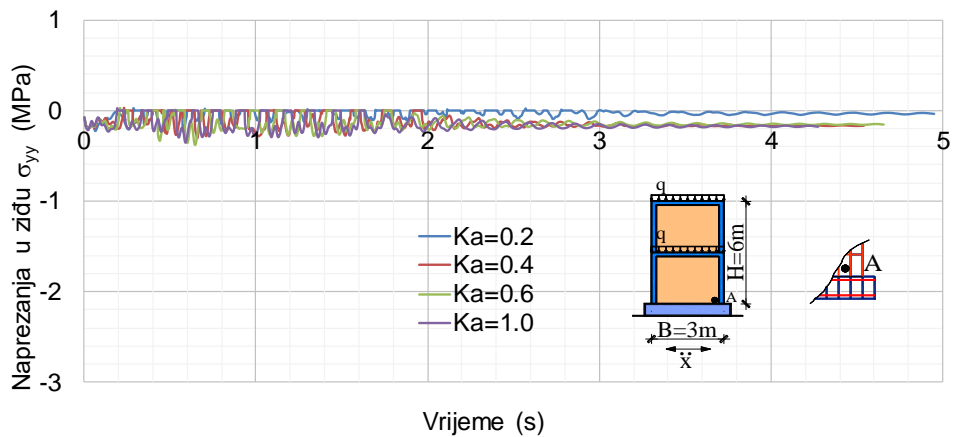


(iii) Zid NZ₃

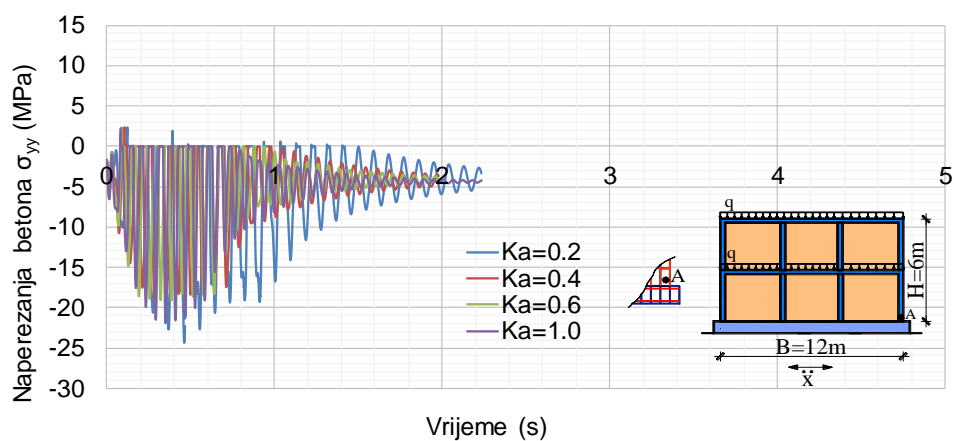
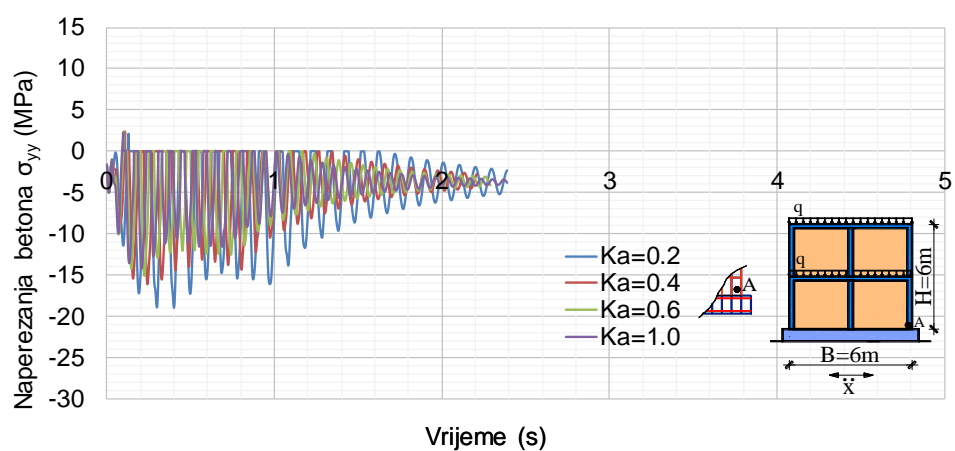
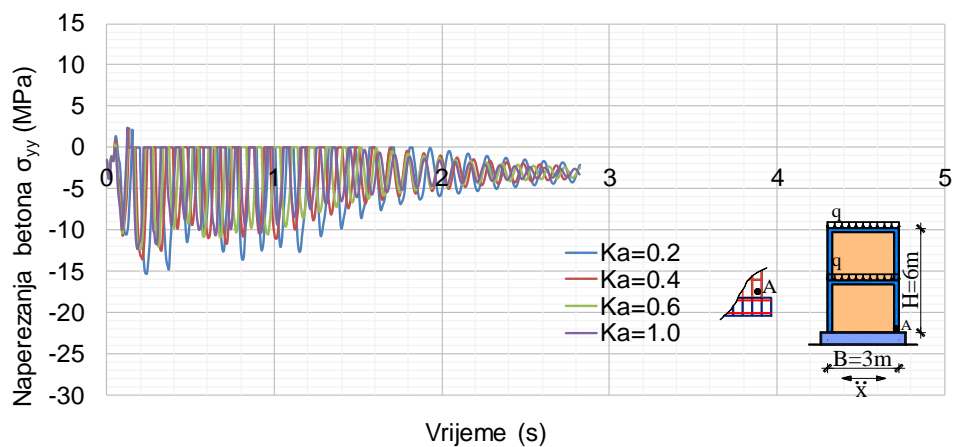
Slika 42 Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu nearmiranih zidanih zidova – loše zide



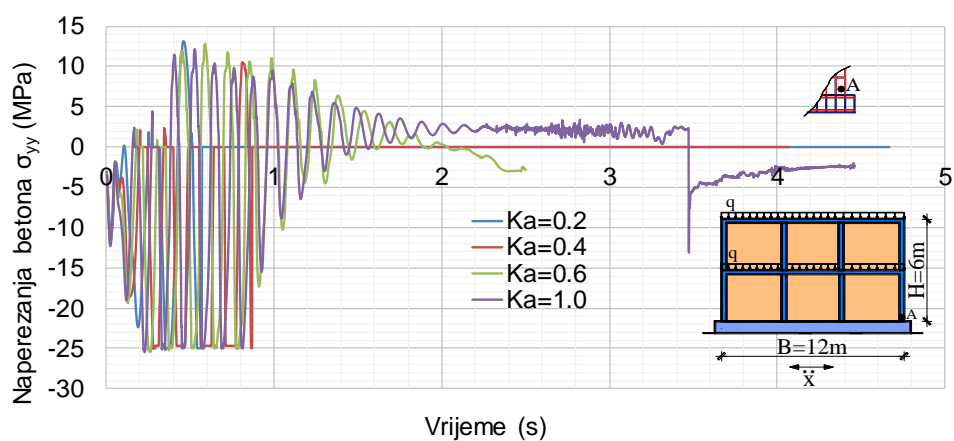
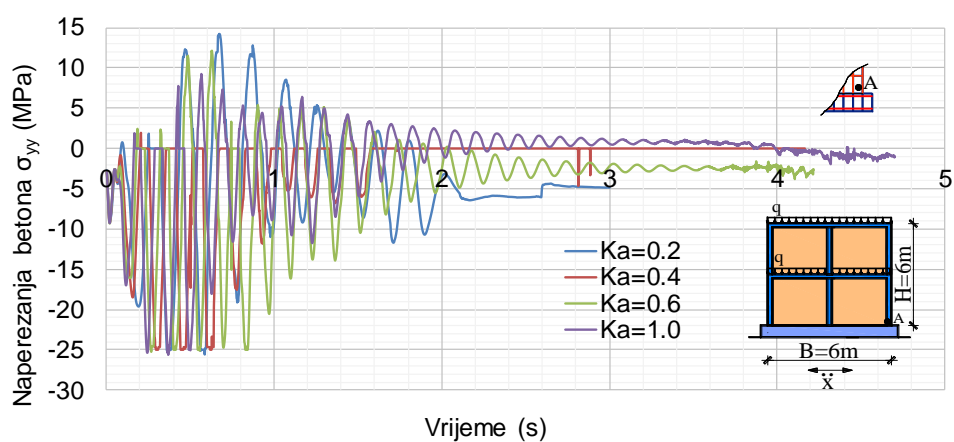
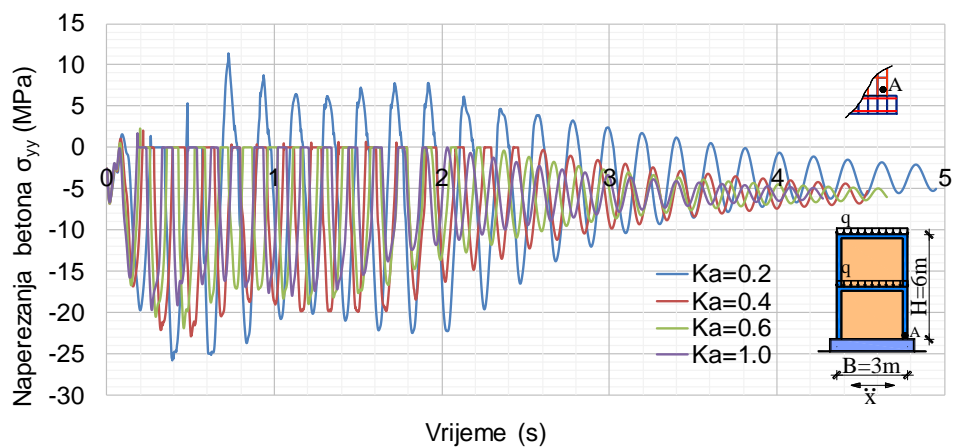
Slika 43 Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova – dobro zide



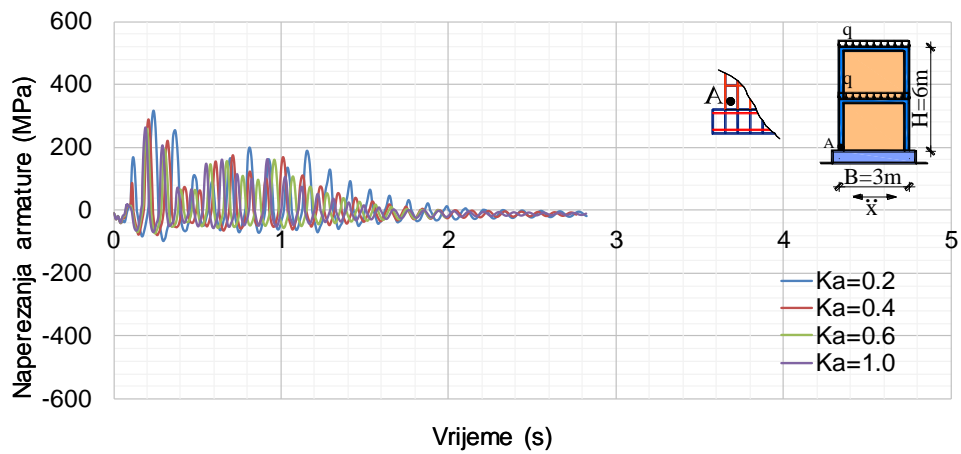
Slika 44 Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova – loše žiđe



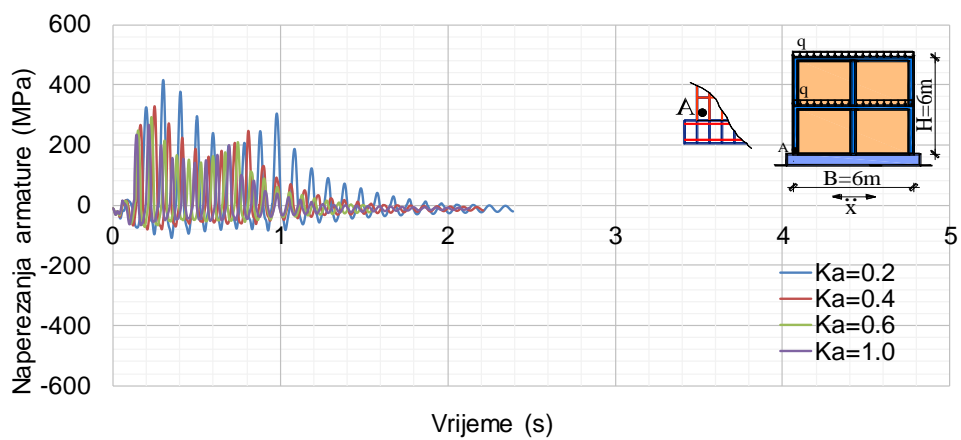
Slika 45 Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova – dobro ziđe



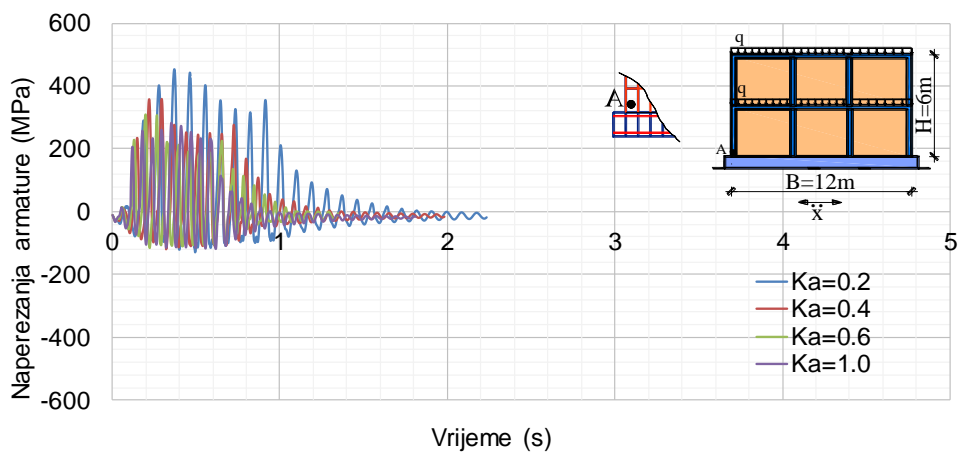
Slika 46 Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova – loše zide



(i) Zid OZ₁

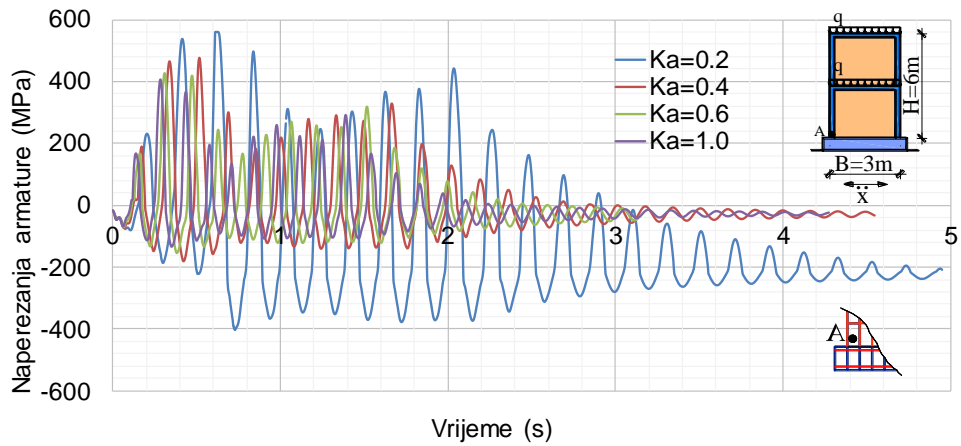


(ii) Zid OZ₂

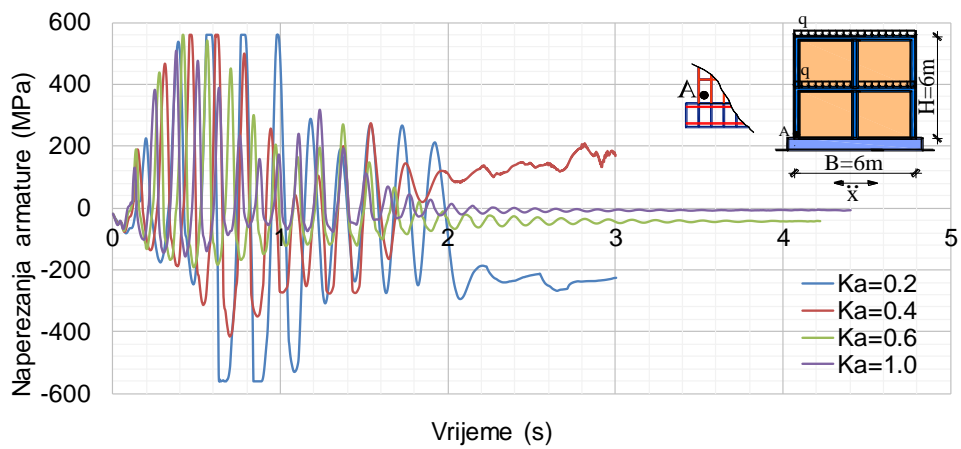


(iii) Zid OZ₃

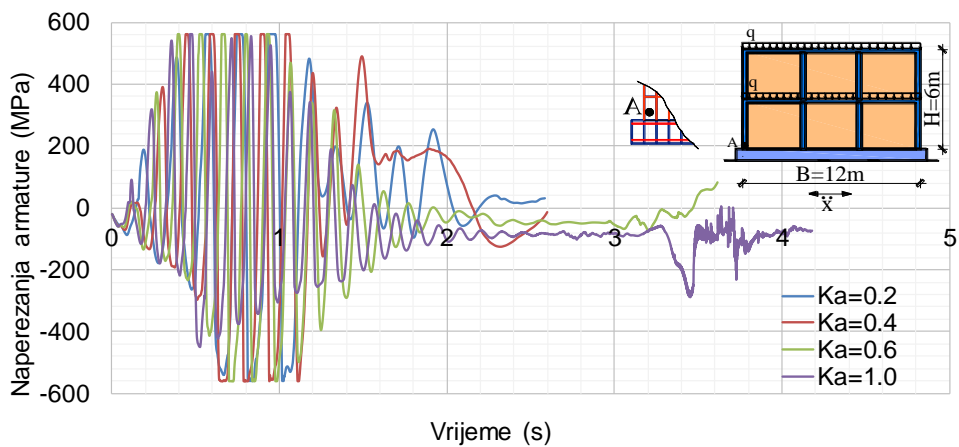
Slika 47 Naprezanje armature u točki A pri dnu vertikalnih serklaža – dobro ziđe



(i) Zid OZ₁



(ii) Zid OZ₂



(iii) Zid OZ₃

Slika 48 Naprezanje armature u točki A pri dnu vertikalnih serklaža – loše zide

Kao što je vidljivo na prikazanim crtežima, otpornost zidova na dinamičku pobudu, njihova deformabilnost (pomaci) te naprezanja u zidu, betonu i armaturi ovise o koeficijentu anizotropije ziđa. Što je anizotropija ziđa veća (manji K_a), to je i razlika u navedenim veličinama veća. Uz isti koeficijent anizotropije, ponašanje zida također ovisi i tome da li je nearmiran ili omeđen, o odnosu duljine i visine zida, te o kvaliteti ziđa.

Utjecaj anizotropije kod lošeg ziđa je izraženiji. Utjecaj anizotropije kod omeđenih zidanih zidova je nešto veći nego kod nearmiranih zidanih zidova. Utjecaj anizotropije kod dinamičkog (potresnog) opterećenja značajno se manifestira na nosivost i deformabilnost zidova. Utjecaj anizotropije je osobito izražen kod zidova s lošim ziđem. Kao što je vidljivo sa crteža, najveći broj nearmiranih zidanih zidova nije izdržao pobudu s najvećim ubrzanjem $a_{max}=0,1g$. Isto tako, dio omeđenih zidanih zidova s lošim ziđem nije izdržao pobudu s $a_{max}=0,3g$. U analiziranom primjeru, dulji zidovi su pokazali uglavnom nepovoljnije ponašanje i manju relativnu nosivost od kraćih zidova.

4. ZAKLJUČAK

Granična nosivost, horizontalni pomaci, te naprezanja u zidu, betonu i armaturi omeđenih i nearmiranih zidanih zidova izloženih horizontalnom statičkom i potresnom opterećenju značajno ovise o anizotropiji ziđa. Što je anizotropija ziđa veća (manji K_a), to je razlika u navedenim veličinama veća. Za niske anizotropije ziđa, ponašanje zidova je slično ponašanju zidova s izotropnim zidom. Utjecaj anizotropije ovisi o vrsti zida (nearmirani, omeđeni), kvaliteti ziđa, te odnosu duljine i visine zida:

- dulji zidovi imaju veći utjecaj anizotropije od kraćih zidova,
- omeđeni zidani zidovi imaju veći utjecaj anizotropije nego nearmirani zidani zidovi,
- utjecaj anizotropije kod lošeg ziđa je značajno veći od utjecaja anizotropije kod dobrog ziđa.

Treba isključiti uporabu lošeg ziđa, a osobito onog s izraženom anizotropijom. Također, treba izbjegavati ziđe s izraženom anizotropijom u seizmički aktivnim područjima.

5. POPIS LITERATURE

- [1] HRN ENV 1996-1-1: 2007, Eurokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcija
- [2] Sorić, Z.: "Zidane konstrukcije", Udžbenik Sveučilišta u Zagrebu, 2004.
- [3] Radnić, J., Harapin, A., Matešan, D., Trogrlić, B., Smilović, M., Grgić, N. i Baloević, G.: „Numerički model za statički i dinamički proračun zidanih konstrukcija“, Građevinar, 63 (06.), 529-546
- [4] Smilović, M.: "Ponašanje i numeričko modeliranje zidanih konstrukcija pod statičkim i dinamičkim opterećenjem : disertacija", Disertacija, Sveučilište u Splitu, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije, Split, 2014.
- [5] Berto, L., Scotta, R., Vitaliani, R.: "An orthotropic damage model for masonry structures", Int J Numer Methods Eng, 55, pp. 127–57, 2002.
- [6] Calderini, C., Lagomarsino, S.: "A continuum model for in-plane anisotropic inelastic behaviour of masonry", Journal of Structural Engineering, ASCE, 134(2), pp. 209-220, 2008.
- [7] Massart, T.J., Peerlings, R.H.J., Geers, M.G.D.: "Mesoscopic modelling of failure and damage induced anisotropy in brick masonry", European Jour. Of Mechanics. A Solids, 23, pp. 719-735, 2004.
- [8] Pela, L.: "Continuum Damage Model for Nonlinear Analysis of Masonry Structures", Ph.D. Thesis, Technical University of Catalonia, University of Ferrara, 2009.
- [9] Maier, G., Papa, E., and Nappi, A.: "Damage model for masonry as a composite material: A numerical and experimental analysis", Constitutive laws for engineering material: Theory and application, C. S. Desai, E. Krempl, G. Frantiziskonis, and H. Saadatmanesh, eds., ASME, pp. 427–432, New York, 1991.
- [10] Tomažević, M., Klemenc, I., Petrovic, L., Lutman, M.: "Seismic behavior of confined masonry buildings. Part one: Shaking-table tests of model buildings M1 and M2 – Test results", A Report to the Ministry of Science and Technology of Republic of Slovenia. Grant no. J2-5208-1502ZAG/PI-95/04, Ljubljana: National buildings and civil engineering institute, 1996.
- [11] Ganz, H.R., Thurlimann, B.: "Tests on masonry walls under normal and shear loading", Report No.7502-4 Zurich: ETH Zurich Institute of Structural Engineering, 1984., (in German).

- [12] Radnić, J., Damjanić, F.: "Numerički model za statičku i dinamičku analizu armiranobetonskih konstrukcija", *Izgradnja*, 10, pp. 5-14, 1989.
- [13] Harapin, A., Radnić, J., Brzović, D.: "WYD method for an eigen solution of coupled problems", *Int. Jnl. of Multiphysics*, 3(2), pp. 167-176, 2009.
- [14] Hughes, T.J.R., Pister K.S., Taylor R.L.: "Implicit-explicit finite elements in nonlinear transient analysis", *Comp. Meth. Apl. Mech. Engng.*, 17(18), pp. 159-182, 1979.
- [15] Prager, W.: "An introduction to plasticity", Addison-Wesley, Amsterdam & London, 1959.
- [16] Damjanić, F. B.: "Reinforced concrete failure under both static and transient conditions", Ph. D. Thesis, C/Ph/71/83, University of Wales, Swansea, 1983.
- [17] da Porto, F., Mosele, F., Modena, C.: "In-plane cyclic behavior of a new reinforced masonry system: Experimental results", *Engineering Structures*, 33, pp. 2584–2596, 2011.
- [18] de Oliveira Neto, L., Masia, M. J., Taguti, Y., Rigitano, A. C.: "An anisotropic linear elastic boundary element formulation for masonry wall analysis", *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 37, pp. 434-440, 2013.
- [19] Pelà, L., Cervera, M., Roca, P.,: "Continuum damage model for orthotropic materials: Application to masonry", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 200, pp. 917-930, 2011.
- [20] Lourenco, P.B., Rots, J.G., Blaauwendraad, J.: "Two approaches for the analysis of masonry structures: micro and macro-modeling", *Heron*, 40, pp.313-340, 1995.
- [21] Lourenco, P.B., Rots, J.G., Feenstra, P.H.: "A "tensile" Rankine-type orthotropic model for masonry, G.N. Pande, J. Middleton (Eds.), *Computer Methods in Structural Masonry*, vol. 3 Books & Journals International, Swansea, 1995.
- [22] Massart, T., Bouillard, P., Geers, M. G. D., Peerlings, R. H. J.: "Anisotropic damage effects in masonry walls", *Journal de Physique IV (Proceedings)*, 105(3), pp. 149-156, 2003.
- [23] Carol, I., Prat, P., Lopez, M: "Normal/shear cracking model: application to discrete crack analysis", *J of Eng mechanics, ASCE*, 123(8), pp. 765-773, 1997.