

Metoda procjene seizmičkog ponašanja zgrada i mostova

Petar Fajfar, Matej Fischinger, Tatjana Isaković

Ključne riječi

potresno građevinarstvo, metoda plastičnosti, spektralni odziv, metoda N2, seizmički propisi, zgrade, mostovi

Key words

earthquake engineering, plastic method, spectral response, N2 method, seismic regulations, buildings, bridges.

Mots clés

sismologie et génie civil, méthode de la plasticité, réponse spectrale, méthode N2, réglementation sismique, bâtiments, ponts

Schlüsselworte:

seismische Bauwesen, Plastizitätsmethoden, Spektralreaktion, Methode N2, seismische Vorschriften, Gebäude, Brücken

P. Fajfar, M. Fischinger, T. Isaković

Izvorni znanstveni rad

Metoda procjene seizmičkog ponašanja zgrada i mostova

Prikazana je opsežna, ali ipak relativno jednostavna nelinearna metoda za ocjenu seizmičkog ponašanja konstrukcija (metoda N2). U metodi se nelinearni proračun kombinira s pristupom osnovanim na spektralnom odzivu, a dobivaju se relativno točni rezultati ako konstrukcija oscilira u prvom tonu. Opisuje se verzija metode formulirana u obliku ubrzanje-pomak. Metoda je ilustrirana primjerom četverokatne armiranobetonske okvirne zgrade. Metodom su nedavno obuhvaćeni i mostovi.

P. Fajfar, M. Fischinger, T. Isaković

Original scientific paper

Method for estimating seismic behavior of buildings and bridges

Extensive but still relatively simple nonlinear method for evaluating seismic behavior of structures (N2 method) is presented. In this method, the nonlinear analysis is combined with the approach based on spectral response. Results can be relatively accurate if the structure oscillates in the first mode. An alternative of this method, formulated in acceleration - displacement format, is described. The method is illustrated through an example involving a four-story reinforced concrete frame building. As of recently, the method can also be used for bridges.

P. Fajfar, M. Fischinger, T. Isaković

Ouvrage scientifique original

Une méthode de l'évaluation du comportement sismique des bâtiments et des ponts

L'article présente une méthode non linéaire étendue, mais pourtant relativement simple, de l'évaluation du comportement sismique des constructions (méthode N2). Cette méthode consiste à combiner le calcul non linéaire avec une approche fondée sur la réponse spectrale, et les résultats obtenus sont relativement exacts dans la mesure où la construction oscille au premier ton. On décrit une version de la méthode formulée par l'accélération - le déplacement. La méthode est illustrée par l'exemple d'un bâtiment à cadres à quatre étages en béton armé. Cette méthode a été également appliquée récemment aux ponts.

P. Fajfar, M. Fischinger, T. Isaković

Wissenschaftlicher Originalbeitrag

Abschätzungsmethoden für das seismische Verhalten von Gebäuden und Brücken

Dargestellt ist eine umfangreiche aber dennoch verhältnismässig einfache nichtlineare Methode für die Bewertung des seismischen Verhaltens von Konstruktionen (Methode N2). In dieser Methode kombiniert man die nichtlineare Berechnung mit dem Zutritt begründet auf der Spektralreaktion, dabei erreicht man verhältnismässig genaue Ergebnisse wenn die Konstruktion im ersten Ton oszilliert. Beschrieben ist eine Version der Methode ausgedrückt in der Form Beschleunigung - Verschiebung. Die Methode ist durch das Beispiel eines vierstöckigen Stahlbetonrahmengebäudes illustriert. Unlängst wurden mit dieser Methode auch Brücken umfasst.

Autori: Prof. dr. sc. **Petar Fajfar**, dipl. ing. građ.; prof. dr. sc. **Matej Fischinger**, dipl. ing. građ.; dr. sc. **Tatjana Isaković**, dipl. ing. građ., Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani, Slovenija

1 Uvod

Postupci koji se u današnje vrijeme upotrebljavaju za seizmičko projektiranje uglavnom se temelje na elastičnim modelima. Sposobnost konstrukcije da neelastičnim deformacijama rasprši energiju koja na nju djeluje tijekom potresa uzima se u obzir posrednim putem, tj. umanjivanjem seizmičkih sila. Međutim, treba napomenuti da primjena empirijskog faktora umanjenja ne ocrtava vjerno stvarno ponašanje konstrukcije, naročito kada se radi o novom ili nepravilnom konstrukcijskom sustavu. Stoga se danas svi slažu da je potrebno promijeniti postojeću metodologiju duboko ukorijenjenu u seizmičkim propisima. Treba razviti postupke kojima će se moći, prvo, na odgovarajući način ocijeniti potreba u smislu krutosti, čvrstoće i duktilnosti konstrukcije te njezine sposobnosti raspršivanja energije. Kao drugo, ti postupci ne smiju biti složeniji nego što je nužno, s tim da u obzir valja uzeti nesigurnost ulaznih podataka. Metode koje se upotrebljavaju u seizmičkim propisima uglavnom se temelje na pretpostavci linearnoelastičnog ponašanja konstrukcije i ne mogu zadovoljiti prvi zahtjev. S druge strane, nelinearni dinamički proračun primjenom vremenskoga zapisa koji se provodi s pomoću matematičkih modela s više stupnjeva slobode nije praktičan u svakodnevnom radu. Kratkoročno gledano, čini se da je najprikladniji pristup zapravo kombinacija nelinearnoga proračuna i pristupa utemeljenog na spektralnom odzivu. Primjeri takvog pristupa već se mogu vidjeti u najnovijim američkim uputama [1, 2].

S tim se tendencijama podudaraju i znanstvenoistraživački naponi skupine istraživača iz Instituta za konstrukterstvo, potresno građevinarstvo i informatiku u građevinarstvu. Već petnaestak godina istraživanja su usredotočena na razvoj postupaka za ocjenu seizmičkog ponašanja zbog postizanja zadovoljavajuće ravnoteže između tražene pouzdanosti i primjenljivosti u svakodnevnom projektiranju. 1987. godine objavljena je prva verzija postupka [5]. Postupak je dobio naziv "metoda N2", gdje N označava nelinearni proračun dok brojka 2 predstavlja dva matematička modela (sustav MDOF i sustav SDOF). Na postupak je utjecao rad Sozenove skupine s ilinoiskog sveučilišta, a naročito model Q kojeg su razvili Saiidi i Sozen [4]. Od 1987. godine, metoda se polako razvijala sve do svoje sadašnje verzije. Pretisak najvažnijih radova, izravno ili posredno povezanih s razvojem ovog modela, objavljen je u publikaciji *U susret novoj metodologiji za aseizmičko projektiranje zgrada* [8]. Značajan je doprinos T. Vidica u ranom stadiju razvoja ove metode. Posljednjih se godina proširilo područje koje metoda obuhvaća tako da se ona sada primjenjuje i za mostove [11, 13, 15] te za okvirne zgrade s ispunom [11]. Najnovije postignuće jest formulacija metode N2 u obliku ubrzanje - pomak (AD), čime se dobiva i mogućnost vizualnog prikazivanja postupka.

Danas dostupna verzija metode N2 primjenjuje se samo za ocjenu seizmičkog ponašanja ravninskih, tj. simetričnih konstrukcija. Sadašnja istraživanja usmjerena su prema proširivanju metode da bi se obuhvatile trodimenzionalne (asimetrične) zgrade i nepravilni mostovi. Pojednostavnjena metoda za proračun postupnim guranjem za asimetrične zgrade razvijena je proširivanjem takozvane trodimenzionalne metode na nelinearno područje [14]. Obavljena su značajna ispitivanja dinamičkog ponašanja asimetričnih jednokatnica i višekatnica [18, 19, 20].

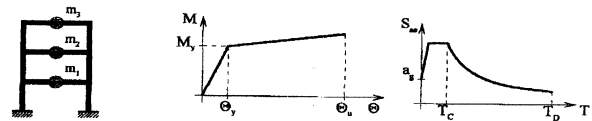
Ovdje se ukoliko opisuje najjednostavnija inačica najnovije verzije metode N2. Njezina primjena na zgrade i mostove ilustrirana je odgovarajućim primjerima.

2 Metoda N2

2.1 Kratak prikaz metode N2 – jednostavna varijanta u obliku ubrzanje-pomak

I. Podaci

- Konstrukcija (uključujući i odnos moment-rotacija)
- Elastični spektar ubrzanja S_{ae}



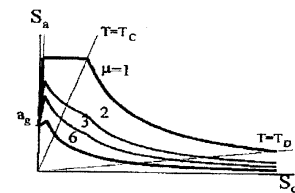
II. Spektri zahtjeva u obliku ADRS

- Odrediti elastični spektar: $S_{de} = (T^2/4\pi^2) S_{ae}$
- Odrediti neelastični spektar za konstantne vrijednosti duktilnosti

$$S_a = S_{ae} / R_\mu, \quad S_d = (\mu / R_\mu) S_{de}$$

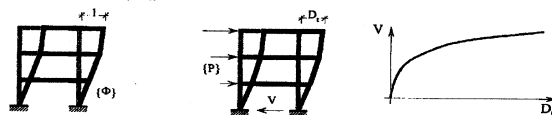
$$R_\mu = (\mu - 1)(T / T_c) + 1 \quad T < T_c$$

$$R_\mu = \quad \quad \quad T \geq T_c$$



III. Proračun postupnim guranjem

- Pretpostaviti oblik pomaka $\{\Phi\}$
- Odrediti raspodjelu horizontalnih sila po visini: $\{P\} = [M] \{\Phi\}$, $P_i = m_i \phi_i$
- Odrediti odnose između poprečne sile (V) i pomaka na vrhu (D_i)

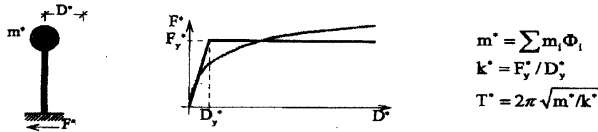


IV. Ekvivalentni model SDOF

- a) Pretvoriti količine MDOF (Q) u količine SDOF (Q*)

$$Q^* = Q/T, \quad \Gamma = \left(\sum m_i \Phi_i^2 \right) / \left(\sum m_i \Phi_i^2 \right)$$

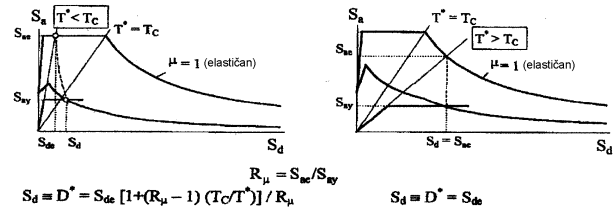
- b) Pretpostaviti približni odnos između elastičnosti sile i pomaka
 c) Odrediti masu m^* , nosivost F_y^* , granični pomak D_y^* i period T^*



- d) Odrediti krivulju kapaciteta (ubrzanje u odnosu na pomak) $S_a = F^*/m^*$

V. Seizmički zahtjev za model SDOF

- a) Odrediti faktor umanjenja R_μ
 b) Odrediti zahtjev pomaka $S_d = D^*$



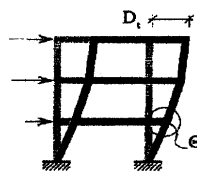
- c) Ako je potrebno, izmijeniti zahtjev pomaka

VI. Globalni seizmički zahtjev za model MDOF

- a) Pretvoriti pomak SDOF u najveći pomak modela MDOF: $D_t = \Gamma D^*$

VII. Lokalni seizmički zahtjevi (mogu se primijeniti rezultati dobiveni u trećem koraku)

- a) Provesti proračun postepenim guranjem prema modelu MDOF do pomaka na vrhu D_t
 b) Odrediti lokalne količine (npr. katne pomake, rotacije Θ) koje odgovaraju vrijednosti D_t



VIII. Ocjena ponašanja (procjena oštećenja)

- a) Usporediti lokalne i globalne seizmičke zahtjeve s kapacitetima za relevantnu razinu ponašanja.

Ovdje je dan kratak prikaz metode, gdje se nalaze i sve jednadžbe potrebne za proračune. U ovom su poglavlju odgovarajući komentari. Kada ti komentari ovise o vrsti konstrukcije, treba napomenuti da se misli na konstrukcije zgrada. Primjena metode na mostove obrađuje se u posebnom poglavlju.

2.2 Primjena metode N2

Ovdje se daju odgovarajući komentari po koracima. Primjena metode na mostove obrađuje se u posebnom poglavlju.

Prvi korak: Podaci

Primjenjuje se konstrukcijski model MDOF. Uz podatke potrebne za uobičajeni proračun prema teoriji elastičnosti, traže se i nelinearni odnosi sila-deformacija konstrukcijskih elemenata podvrgnutih monotonom opterećenju. Za gredni element s koncentriranim svojstvima plastičnosti na oba kraja, a to je najčešći model elementa, obično se primjenjuje bilinearni ili trilinearni odnos moment-rotacija. Seizmički se zahtjev određuje elastičnim spektrom ubrzanja S_{ae} . U načelu može se upotrijebiti bilo koji spektar, međutim, najprikladniji je spektar tipa Newmark-Hall, u kojem se čitav raspon perioda dijeli na nekoliko područja. Tri od njih karakterizira konstantno ubrzanje ($T < T_c$), konstantna brzina ($T_c < T < T_D$) i konstantni pomak ($T > T_D$). Za vrlo kratke periode ($T \approx 0$), spektralno ubrzanje jednako je najvećem ubrzanju tla, dok je za vrlo duge periode ($T \rightarrow \infty$) spektralni pomak jednak najvećem pomaku tla.

Drugi korak: Spektri zahtjeva u obliku AD

U sustavu elastičnosti SDOF, spektar (pseudo)ubrzanja S_{ae} (u daljnjem se tekstu izostavlja riječ "pseudo") i spektar pomaka S_{de} povezuju se jednostavnim odnosom. U takozvanom obliku ubrzanje-pomak (AD), spektralna ubrzanja unose se uz spektralne pomake, pri čemu radikalne linije predstavljaju periode T. Kod neelastičnog sustava SDOF s bilinearnom anvelopom sila-deformacija, spektar ubrzanja S_a i spektar pomaka S_d mogu se odrediti s pomoću formule koja je dana u opisu metode.

U formulama je vrijednost μ faktor duktilnosti koji se definira kao odnos između najvećega pomaka i pomaka pri popuštanju, dok je R_μ faktor umanjenja zbog duktilnosti, tj. zbog histereznog raspršivanja energije duktilnih konstrukcija. Napominjemo da R_μ nije jednak faktoru redukcije R (faktoru promjene ponašanja, odziva) koji se primjenjuje u seizmičkim propisima. Faktor redukcije R koji se primjenjuje u propisima uzima u obzir i raspršivanje energije i povećanu nosivost (*overstrength*) R_s . On se može definirati kao $R = R_\mu R_s$. Faktor R_μ ovisi o nekoliko konstrukcijskih parametara kao što su krutost nakon popuštanja, histerežno ponašanje, veličina i vrsta prigušenja, amplitude neelastičnih pomaka i, u najvećoj mjeri, period vlastitih vibracija. Dosad je formulirano nekoliko prijedloga u vezi s faktorom umanjenja R_μ [7]. Bilinearni spektar R_μ primjenjuje se u jednostavnoj inačici metode N2 koja se ovdje opisuje. U rasponu srednjih i dugih perioda primjenjuje se pravilo jednakoga pomaka, tj. pomak neelastičnog sustava jednak je pomaku odgo-

varajućega elastičnog sustava s istim periodom oscilacija. Dakle vrijednost R_μ jednaka je vrijednosti μ . U području kratkih perioda, vrijednost R_μ linearno se povećava od 1 do μ . Prijelazni period T_C , koji dijeli linearni od konstantnog dijela spektra R_μ , karakterističan je period gibanja tla. On se obično definira kao prijelazni period kod kojega segment konstantnog ubrzanja prelazi u segment konstantne brzine spektra. On otprilike odgovara periodu kod kojega se u konstrukciju unosi najveća energija. Smatra se da u slučaju male duktilnosti bilinearni spektar R_μ s fiksnim prijelaznim periodom T_C daje povećanu sigurnost kad se radi o konstrukcijama s kratkim periodom. Međutim, on je ipak prikladan jer nije potrebno ponavljanje iz petog koraka. Taj se spektar može smatrati prihvatljivim jer u rasponu kratkih perioda pomaci obično nisu znatni.

Spektri zahtjeva za faktore konstantne duktilnosti μ u obliku AD mogu se dobiti na temelju proračunskoga elastičnog spektra, i to primjenom jednadžbi iz priloga. Ti spektri predstavljaju neelastične spektre. Valja napomenuti da izvođenje tih spektara uopće nije potrebno u proračunskom postupku (*peti korak*). Oni samo pomažu kao sredstvo za vizualno prikazivanje postupka.

Potrebno je napomenuti da su spektri iz slika u prilogu namjerno odrezani na periodu T_D koji predstavlja prijelazni period na kontaktu između srednje velikih i dugih perioda. Kod duljih je perioda spektar pomaka obično konstantan. Stoga se može reći da se spektar ubrzanja u području dugih perioda obično smanjuje usporedno sa smanjenjem kvadrata perioda T . U području izuzetno dugih perioda, spektralni se pomaci smanjuju do vrijednosti najvećega pomaka tla. Još uvijek se istražuju stvarna svojstva elastičnih spektara opće namjene u područjima dugih i vrlo dugih perioda.

Treći korak: Proračun postupnim guranjem

Karakterističan nelinearni odnos između ukupne poprečne sile i najvećega pomaka u sustavu MDOF može se odrediti proračunom postupnog guranja. Značajan korak u tome svakako je odabir odgovarajućeg rasporeda horizontalnoga opterećenja. Jedinstveno rješenje ne postoji. Srećom, područje razumnih pretpostavaka obično je relativno usko pa se u njemu različitim pretpostavkama dobivaju slični rezultati. Popularan pristup sastoji se u nanošenju horizontalnih sila u skladu s raspodjelama danim u propisima. Kao praktičnu mogućnost vrijedi spomenuti i primjenu dvaju različitih obrazaca opterećenja te određivanje rezultata ujedinjavanjem. Kod složenijih pristupa, raspodjela se mijenja usporedno sa stupnjem popuštanja konstrukcije. U metodi N2, pretpostavlja se da je horizontalna sila u i -tom katu proporcionalna komponenti pretpostavljenog oblika pomaka Φ_i koja je

ponderirana s masom kata m_i . Takav raspored ima fizikalnu osnovu (sile inercije) a rezultat je najjednostavnija transformacija iz sustava MDOF u sustav SDOF (*četvrti korak*). Valja spomenuti da ova pretpostavka nije uvjetovana ozbiljnijim ograničenjima, jer se dopušta primjena svakog razumnog oblika pomaka. Raspored horizontalnih sila ostaje konstantan u tijeku provođenja proračuna postepenim guranjem.

Četvrti korak: Ekvivalentni model SDOF

U metodi N2, seizmički se zahtjevi određuju spektrom odziva. Neelastično ponašanje eksplicitno se uzima u obzir. Stoga u načelu konstrukciju treba modelirati kao sustav SDOF. Razni se postupci primjenjuju za određivanje karakteristika ekvivalentnog sustava SDOF. U opisu metode dane su jednadžbe koje se upotrebljavaju u metodi N2. Q^* predstavlja količine u ekvivalentnom sustavu SDOF (sila F^* i pomak D^*), a Q odgovarajuće količine u sustavu MDOF (poprečna sila V i najveći pomak D_i). Konstanta Γ predstavlja faktor sudjelovanja pojedinog oblika vibracija. Treba napomenuti da je oblik pomaka usklađen s normama - vrijednost na vrhu iznosi 1. Kako se za sile i pomake primjenjuje ista transformacija, početna krutost ekvivalentnog sustava SDOF ostaje ista kao i kod sustava MDOF.

Inženjerska se prosudba upotrebljava za idealiziranje odnosa sila-pomak odgovarajućeg sustava SDOF u elastično-idealno-plastičnom obliku. Ponekad se u propisima daju odgovarajuće upute. Tako se npr. ponekad traži da se za proračunsku horizontalnu krutost uzme sekantna krutost izračunana kao sila koja je jednaka 60%-tnoj nosivosti na granici popuštanja.

Za grafički je postupak potrebno da krutost nakon popuštanja bude jednaka nuli. To se traži zato što se faktor umanjenja R_μ definira kao odnos između tražene elastične nosivosti i nosivosti na granici popuštanja. Utjecaj umjerenog očvršćivanja uključen je u spektre zahtjeva. Potrebno je naglasiti da umjereni očvršćivanje ne utječe bitno na zahtjeve glede pomaka. Međutim, u slučaju (deformacijskog) omekšanja dolazi do povećanja najvećih pomaka (vidi izmjenu u *petom koraku*).

Odnos između ubrzanja i pomaka dobiva se tako da se sile sadržane u krivulji sila-deformacija ekvivalentnog sustava SDOF podijele s ekvivalentnom masom m^* .

Peti korak: Seizmički zahtjevi za model SDOF

Nosivost potrebna za elastično ponašanje i odgovarajući elastični pomak definiraju se kao sjecište između radijalne linije koja odgovara elastičnoj krutosti u idealiziranome bilinearnom sustavu i elastičnog spektra zahtjeva. Faktor umanjenja R_μ jednak je odnosu između elastičnog ubrzanja S_{ae} i ubrzanja na granici popuštanja S_{ay} , koja

predstavlja zahtjev neelastičnoga sustava S_a . Ako je elastični period T^* jednak ili veći od T_C , tada je zahtjev neelastičnog pomaka jednak zahtjevu elastičnog pomaka, a zahtjev duktilnosti μ jednak je faktoru umanjjenja $R\mu$. Inače je zahtjev neelastičnog pomaka veći od zahtjeva elastičnog pomaka. Faktor pojačanja određuje se prema formuli iz opisa metode. Ta je formula razvijena na temelju odnosa koji se spominju u *drugom koraku*. U grafičkom smislu, seizmički zahtjev neelastičnosti definira se kao sjecište između dijagrama kapaciteta i spektra zahtjeva neelastičnosti za zahtjev duktilnosti koji odgovara faktoru umanjjenja R_μ (vidjeti jednadžbe u *drugom koraku*).

U ovom se stadiju zahtjev pomaka može prema potrebi promijeniti ako npr. želimo u obzir uzeti veće pomake uočene kod sustava s padajućom nosivošću i kod sustava s uskim histereznim petljama.

Šesti korak: *Globalni seizmički zahtjev za model MDOF*

Najveći pomak modela SDOF mijenja se u najveći pomak na vrhu modela MDOF.

Sedmi korak: *Lokalni seizmički zahtjevi za model MDOF*

Lokalni seizmički zahtjevi (npr. katni pomaci, rotiranje zglobova) određuju se prilagodbom modela MDOF na najveći pomak koji je određen u *šestom koraku*. U proračunu postupnim guranjem primjenjuje se fiksni postupak (kao i u *drugom koraku*) monotonog povećavanja horizontalnih sila. Kao alternativa, mogu se pohraniti i rezultati proračuna postupnim guranjem koji su obavljene u *drugom koraku*.

Osmi korak: *Ocjenjivanje ponašanja*

U posljednjem se koraku može ocijeniti ponašanje. To se obavlja uspoređivanjem seizmičkih zahtjeva određenih u *sedmom koraku* s kapacitetom nosivosti za dotičnu razinu ponašanja. Ocjenjivanje se obično obavlja na globalnoj razini i na lokalnim razinama. Određivanje seizmičkog kapaciteta nosivosti ne razmatra se u ovome radu. Taj se kapacitet uvelike temelji na empirijskim ili poluempirijskim vrijednostima. Globalna se ocjena može prikazati vizualno uspoređivanjem kapaciteta pomaka i odgovarajućeg zahtjeva.

U nekim slučajevima, naročito kod postojećih konstrukcija za koje ne postoje detaljni podaci o gradivu, a bile su izložene dugotrajnim pomacima tla, kumulativni štetni utjecaji zbog opetovanih neelastičnih ciklusa mogu biti vrlo značajni. Ti se utjecaji mogu lako uključiti u opisane postupke s pomoću takozvanih "faktora ekvivalentne duktilnosti" [6]. Ideja na kojoj se temelji ta metoda sastoji se u smanjenju kapaciteta monotone deformacije elementa i/ili konstrukcije zbog kumulativnog

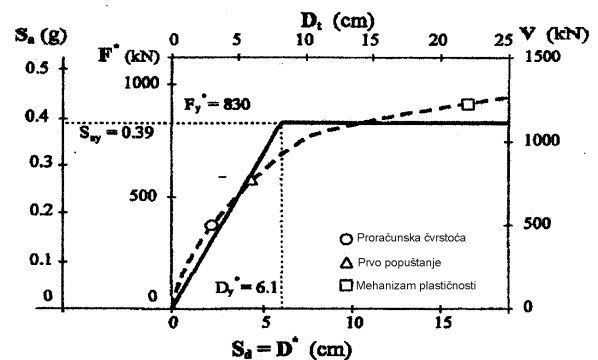
oštećenja do kojeg dolazi zbog raspršivanja histerezne energije. Odnos između graničnoga monotonog i cikličnoga deformacijskog kapaciteta ovisi o modelu oštećenja koji se primjenjuje. Prema koncepciji ekvivalentnog svojstva deformabilnosti, utjecaj kumulativnog oštećenja može se jednostavno uzeti u obzir odgovarajućim smanjivanjem kapaciteta nosivosti određenog proračunom postupnim guranjem i na globalnoj razini (konstrukcija) i na lokalnoj razini (element).

3 Primjer

Primjenu predložene metode prikazat ćemo na armiranobetonskoj okvirnoj konstrukciji četverokatne zgrade. Na zgradi su obavljena pseudodinamička ispitivanja u naravnoj veličini i to u Europskom laboratoriju za ocjenjivanje konstrukcija (ELSA) Zajedničkoga istraživačkog centra Europske komisije u Ispri. Obična okvirna zgrada projektirana je prema Eurokodovima 2 i 8 kao konstrukcija "visoke" duktilnosti, i to za najveće ubrzanje tla 0,3 g i za srednje uvjete tla. Ukupna proračunska poprečna sila iznosila je 15 % mase zgrade. Visina prvoga kata iznosi 3,5 m dok su drugi katovi visoki 3,0 m. Mase katova, računajući odozdo prema gore, iznose: 87, 86, 86 i 83 tone.

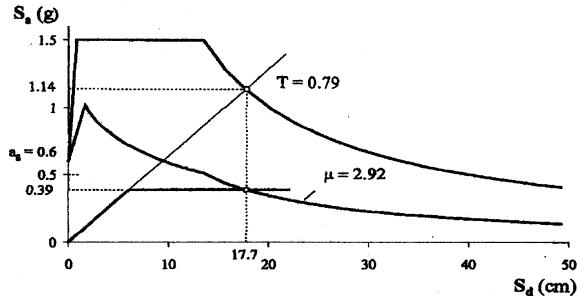
Pomak na vrhu ocijenit ćemo metodom N2. Pomak tla definira se najvećim ubrzanjem tla koje je dva puta veće od najvećega proračunskog ubrzanja tla, tj. $a_g = 0,6$ g te oblikom elastičnog spektra odziva za ubrzanje prema Eurokodu 8 [3] za tlo razreda B ($T_C = 0,6$ s) i za petpostotno prigušenje.

Spektar u obliku AD prikazan je na slici 2. Pretpostavljen je linearni oblik pomaka: $\phi^T = [0,28, 0,52, 0,76, 1,00]$. Odgovarajući standardizirani raspored horizontalne sile iznosi: $P^T = [0,293, 0,539, 0,787, 1,000]$. S takvim rasporedom sila, proračunom postupnim guranjem dobiva se odnos između ukupne poprečne sile i pomaka na vrhu koji je prikazan na slici 1.



Slika 1. Krivulja kapaciteta nosivosti dobivena postupnim guranjem i odgovarajući spektar kapaciteta za četverokatnu armiranobetonsku okvirnu konstrukciju

Masa ekvivalentnog sustava SDOF iznosi $m^* = 217$ tona, dok je konstanta transformacije $\Gamma = 1,34$. Elastoplastična idealizacija prikazana je na slici 1. Nosivost na granici popuštanja i pomak iznose $F_y^* = 830$ kN i $D_y^* = 6,1$ cm. Period oscilacija iznosi $T^* = 0,79$ s. Krivulja kapaciteta nosivosti (slika 1.) dobiva se dijeljenjem sila iz idealizirane krivulje prema proračunu postupnim guranjem s ekvivalentnom masom. Ubrzanje u točki popuštanja iznosi $S_{ay} = F_y^*/m^* = 830/217 = 3,82$ m/s² = 0,39 g. Usporedba krivulje kapaciteta nosivosti i spektara zahtjeva dana je na slici 2.



Slika 2. Spektri zahtjeva i kapaciteta za dva primjera

U slučaju neograničeno elastičnog ponašanja konstrukcije, seizmički se zahtjev predstavlja sjecištem između elastičnog spektra zahtjeva i pravca koji odgovara elastičnom periodu ($T^* = 0,79$ s) ekvivalentnog sustava SDOF. Tako dobivamo vrijednosti $S_{ae} = 1,14g$ i $S_{de} = 17,7$ cm. Faktor umanjenja R_μ iznosi $R_\mu = S_{ae}/S_{ay} = 1,14g/0,39g = 2,92$. Period iz sustava $T^* = 0,79$ veći je od $T_C = 0,6$. Stoga se primjenjuje pravilo jednakog pomaka: $\mu = R_\mu = 2,92$, $D^* = S_d = S_{de} = 17,7$ cm. Seizmički zahtjev za ekvivalentni sustav SDOF grafički je predstavljen sjecištem krivulje kapaciteta nosivosti i spektra zahtjeva za $\mu = 2,92$. Treba međutim napomenuti da se zahtjev seizmičke neelastičnosti može odrediti bez izvođenja spektara zahtjeva. U sljedećem se koraku zahtjev pomaka iz ekvivalentnog sustava SDOF ponovno mijenja u pomak na vrhu iz sustava MDOF: $D_i = 1,34 \times 17,7 = 23,7$ cm. U preostalim koracima proračuna određuju se lokalni seizmički zahtjevi, obavljaju se usporedbe s dostupnim kapacitetima, te se procjenjuju lokalni i globalni indeksi oštećenja.

4 Metoda N2 za mostove

4.1 Mostovi kao posebne građevine

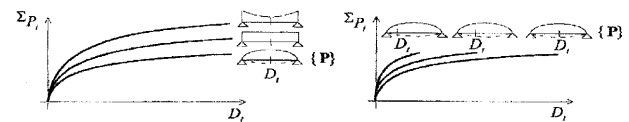
Mnoge inovacije u potresnom građevinarstvu koje se primjenjuju na projektiranje mostova razvijene su zapravo za potpuno različite vrste građevina, i to najčešće za zgrade. Stoga se postavlja pitanje u kojoj se mjeri koncepcije usvojene za zgrade mogu primjenjivati na mostove. U nastavku se nabrajaju neke značajnije karakteristike mosnih konstrukcija koje mogu utjecati na izbor postupka proračuna.

Koncepcija mosnih konstrukcija temelji se na funkcionalnosti više nego kod zgrada. Stoga mostovi zapravo uopće nemaju nekonstrukcijskih elemenata. S druge strane, tu nailazimo na neke posebne elemente kao što su upornjaci, krila upornjaka, ležajevi i učvršćenja.

Ploča mosta elastična je u smjeru poprečnom na pravac pružanja građevine. Stoga se ovdje ne primjenjuje pretpostavka da je ploča kruta u svojoj vlastitoj ravnini.

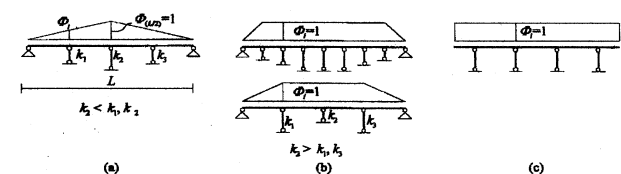
Vijadukti, kao uobičajena vrsta mosnih građevina, obično imaju samo jedan red stupova, bez poprečnih konstrukcijskih elemenata za stabilizaciju torzijskog odziva.

Ima još nekih razlika koje se odnose na metodu N2 [11]. U toj je metodi reprezentativna vrijednost sile zbroj svih horizontalnih sila (ukupna sila). Kod zgrada je ukupna sila jednaka ukupnoj poprečnoj sili, dok se pomak prati na vrhu. Za mostove izbor karakteristične točke u kojoj se prati pomak ovisi o konstrukcijskom sustavu. Točka na razini ploče najčešće se usvaja kao mjesto na kojem se mogu očekivati najveći horizontalni pomaci.



Slika 3. Utjecaj pretpostavljenog oblika pomaka i karakteristične točke odnosa sila-pomak

Na slici 3. vidi se utjecaj pretpostavljenog oblika pomaka koji određuje raspored horizontalnih opterećenja te pretpostavljena tipična točka pomaka u odnosu sila-pomak. Očito je da se u karakteristikama ekvivalentnih sustava SDOF koji se temelje na tim odnosima, pojavljuju određene razlike. Ipak, raspon razumnih pretpostavki relativno je uzak pa se u tom rasponu različitim pretpostavkama dobivaju prilično slični rezultati. Na slici 4. prikazani su predloženi oblici jednostavne deformacije za razne vrste vijadukata.



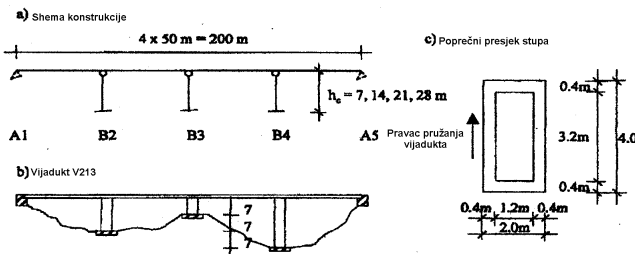
Slika 4. Predloženi oblici vertikalnih pomaka za razne vrste mostova; k_i je krutost stupa i u poprečnom smjeru

5 Parametarska studija za vrednovanje primjenljivosti metode N2 na mostove

Mostovi se doimlju kao prilično jednostavne građevine čiji se seizmički odziv može jednostavno predvidjeti. Stoga bismo mogli pomisliti da su oni idealni za primjenu pojednostavnjenih postupaka. Međutim, treba naglasiti da se te metode (uključujući i metodu N2) temelje na pretpostavci da na odziv utječe samo jedan oblik oscilacija. Stoga se sve te metode u načelu primjenjuju

samo za "pravilne" građevine. Iako se u novije vrijeme ovom problemu posvećuje dosta pažnje [10] još uvijek treba raditi na definiciji pravilnosti mosta i na određivanju slučajeva u kojima se pojednostavljene metode proračuna ne mogu primjenjivati [13].

Analiza problema primjenljivosti metode N2 na mostove obavljena je u parametarskoj studiji. U okviru te studije ispitan je idealizirani vijadukt koji se sastojao od 200-metarske ploče i tri jednostavna potporna stupa (slika 5.), a prvobitno su ga ispitali talijanski istraživači [9]. Mijenjana je visina pojedinih stupova (h_c), pa su tako dobiveni geometrijski odnosi različitih pravilnosti. Kod svake analizirane kombinacije u obzir su se uzimala dva krajnja granična uvjeta na upornjacima. U prvom je slučaju pretpostavljeno da su upornjaci zglobno povezani u poprečnom smjeru (u radu su označeni kao vijadukti P), dok su u drugom slučaju pretpostavljeni valjkasti ležajevi na upornjacima (vijadukti R).



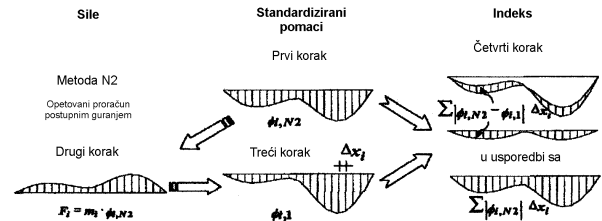
Slika 5. Prikaz ispitanih vijadukata

Uspoređene su dvije metode: metoda N2 i nelinearni proračun s pomoću vremenskoga zapisa (IA). U metodi N2 upotrijebljeni su neelastični spektri izvedeni iz proračunskog spektra prikazanog u Eurokodu 8-2. U slučaju metode IA, upotrijebljeni su podaci s dva umjetna potresa koji su generirani na bazi proračunskog spektra prikazanog u Eurokodu.

U nekim su se slučajevima rezultati dobiveni metodom N2 bitno razlikovali od rezultata dobivenih metodom IA. Određeni su parametri koji su najviše utjecali na te razlike. Kao prvo, zbog činjenice da vijadukti imaju elastičnu horizontalnu konstrukciju, značajnim se parametrom svakako smatra omjer između krutosti ploče i potpora. Ako su stupovi relativno kruti, obično se pobuđuje nekoliko oblika oscilacija pa je stoga odziv često nepravilan. Ako je ploča relativno kruta, tada je dominantan samo jedan oblik oscilacije. Čak i kod mostova s krutim stupovima u elastičnom području, odziv ipak može biti pravilniji u neelastičnom području, i to zbog popuštanja stupova. Stoga su se vijadukti sa slabijim stupovima ponašali pravilnije od onih s jakim stupovima. Kako vijadukti u poprečnome smjeru nemaju elemente kojima bi se stabilizirala torzija u horizontalnoj ravnini, značajni parametri su i ekscentričnost, omjer između torzijske i translacijske krutosti vijadukta te vrsta sila koje djeluju na upornjake.

6 Upotreba indeksa pravilnosti za ocjenjivanje primjenljivosti metode N2 na mostove

Kvalitativni podaci iz prethodnoga poglavlja neće puno pomoći inženjerima na konkretnim projektima ako se ti podaci ne mogu kvantificirati. Stoga je predložen "indeks pravilnosti" kao numeričko sredstvo za ocjenjivanje primjenljivosti metode N2 pri proračunu tipičnih europskih vijadukata s jednostrukim potpornim stupovima.



Slika 6. Definicija predloženog indeksa

Indeks se određuje uspoređivanjem dvaju oblika pomaka koji su dobiveni s pomoću dvije iteracije metode N2. U drugoj se iteraciji proračun postupnim guranjem iz modela MDOF ponavlja uz novu raspodjelu horizontalnoga opterećenja sve do najvećega pomaka određenog u prvoj iteraciji (slika 6).

Predloženi se indeks izračunava kao relativna razlika područja ograničenih s oba oblika pomaka. Valja napomenuti da su u obzir uzete najveće vrijednosti pomaka. Kada se pomaci izračunavaju kao jednako udaljeni čvorovi, tada se indeks može izraziti na sljedeći način [16]:

a) vijadukti P

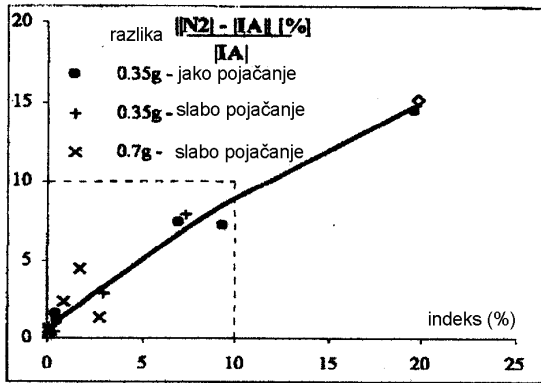
$$index = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \|\phi_{i,N2} - |\phi_{i,1}|\| \Delta x_i}{\sum_{i=1}^{n-1} |\phi_{i,N2}| \Delta x_i} \cdot 100 = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \|\phi_{i,N2} - |\phi_{i,1}|\|}{\sum_{i=1}^{n-1} |\phi_{i,N2}|} \cdot 100\% \quad (1)$$

b) vijadukti R

$$index = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \|\phi_{i,N2} - |\phi_{i,1}|\| \Delta x_i}{\sum_{i=1}^{n-1} |\phi_{i,N2}| \Delta x_i} \cdot 100 = \frac{\frac{1}{2} \|\phi_{0,N2} - |\phi_{0,1}|\| + \sum_{i=1}^{n-1} \|\phi_{i,N2} - |\phi_{i,1}|\| + \frac{1}{2} \|\phi_{n,N2} - |\phi_{n,1}|\|}{\frac{1}{2} \|\phi_{0,N2} - |\phi_{0,1}|\| + \sum_{i=1}^{n-1} |\phi_{i,N2}| + \frac{1}{2} \|\phi_{n,N2} - |\phi_{n,1}|\|} \cdot 100\% \quad (2)$$

Parametri iz formula (1) i (2) definirani su na slici 6. Indeks je izražen u postocima.

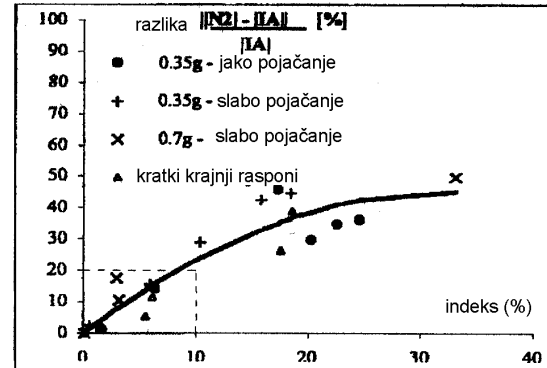
Predloženi indeks ocijenjen je uspoređivanjem rezultata dobivenih metodom N2 s rezultatima neelastičnoga proračuna (IA). Uspoređeni su standardizirani pomaci dobiveni s pomoću obje metode. Razlika je definirana kao relativna razlika između područja omeđenih tim oblicima pomaka.



Slika 7. Razlika između metoda N2 i IA u funkciji predloženog indeksa (vijadukti P)

Relativne razlike između metoda N2 i IA prikazane su, u funkciji predloženog indeksa, na slikama 7. i 8. Rezultati za vijadukta P i vijadukta R analizirani su posebno. Za vijadukta P dobivena je korelacija 0,98 dok je za vijadukta R korelacija bila niža (0,91) uz veću disperziju rezultata. U oba su slučaja iz proračuna isključeni krajnji rezultati (jedan za vijadukta P i tri za vijadukta R).

Iz slike 7. možemo zaključiti da su vijadukti P uglavnom pravilni te da se njihov odziv uspješno može predvidjeti metodom N2. Vijadukti sa "slabim" pojačanjem pravilniji su od onih s "jačim" pojačanjem. Isto tako, kada građevine pogodi jači potres stupovi su "mekši" i dominant



Slika 8. Razlika između metoda N2 i IA u funkciji predloženog indeksa (vijadukti R)

ni oblik oscilacije ploče najviše utječe na odziv. Iz toga proizlazi da je ponašanje uglavnom pravilnije. Općenito uzevši, odziv vijadukata R (slika 8.) nepravilniji je od odziva vijadukata P. U tom su slučaju razlike između metoda N2 i IA bitno veće nego kod vijadukata P. Vijadukti R s vrlo dugačkim krajnjim rasponima mogu imati nepravilan odziv čak i kada su simetrični. Međutim, kada se kod simetričnih građevina tipa R smanji duljina krajnjih raspona (što je realniji i češći slučaj) ponašanje postaje znatno pravilnije. Asimetrične građevine tipa R uglavnom su nepravilne. One mogu biti izuzetno osjetljive na torziju. Kod takvih građevina metodu N2 treba primjenjivati uz dužan oprez.

Zahvale

Istraživanje opisano u ovom radu obavljeno je uz neprekidnu podršku Ministarstva za znanost i tehnologiju Republike Slovenije i tijela koja su mu prethodila. Sredstva za provedbu istraživanja dobivena su od zajedničkog odbora Slovenije i SAD-a za suradnju u području znanosti i tehnologije te u okviru projekata INCO-Kopernik. Istraživanje ne bi bilo uspješno bez pomoći brojnih studenata postdiplomskog studija, te bez plodonosnih diskusija s našim brojnim kolegama i prijateljima iz inozemstva, pri čemu bismo naročito istakli H. Krawinklera sa Sveučilišta Stanford i M.S. Saaidija sa Sveučilišta u Nevadi (Reno).

LITERATURA

- [1] ATC Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
- [2] BSSC NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA-273, developed by ATC for FEMA, Washington, D.C., 1997.
- [3] CEN Eurocode 8, Design provisions for earthquake resistance of structures. European prestandard ENV 1998. CEN, Brussels, 1994.
- [4] Saïidi, M.; Sozen, M. A.: Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures. Journal of Struct. Div. ASCE 107, 1981., 937.-952.
- [5] Fajfar, P.; Fischinger, M.: Non-linear seismic analysis of RC buildings: implications of a case study. European Earthquake Engineering, 1, 1987. 31.-43.
- [6] Fajfar, P.: Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue. Earthquake Eng. Struct. Dyn 21, 1992., 837.-848.
- [7] Miranda, E.; Bertero, V.: Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design. Earthquake Spectra, 10, 1994., 357.-379.
- [8] Fajfar, P.: Towards a new seismic design methodology for buildings, Research at the University of Ljubljana, Univ. of Ljubljana, Fac. of Civil and Geodetic Engineerin, 1996.
- [9] Pinto, A. V.; Negro, P.: Regularity Issues for Bridges, Proc. of the European Workshop on the Seismic Behaviour of Asymmetric and Setback Structures, Anacapri, Isle of Capri, Italy (R. Ramasco and A. Rutenberg, editors), 1996., 386.-409.
- [10] Calvi, G. M.; Pavese, A.: Conceptual Design of Isolation System for Bridge Structures, Journal of Earthquake Engineering, 11, 1997., 193.-218.

-
- [11] Fajfar, P.; Gašperšič, P.; Drobnič, D.: *A simplified nonlinear method for seismic damage analysis of structures*. Eds Fajfar and Krawinkler, 1997. 183.-194.
- [12] Fajfar, P.; Krawinkler, H.: *Seismic design methodologies for the next generation of codes*. Balkema, Rotterdam, 1997.
- [13] Fischinger, M.; Isaković, T.; Fajfar, P.: *Seismic analysis of viaduct structures - Which method to choose?* Eds Fajfar and Krawinkler, 1997., 347.-358.
- [14] Kilar, V.; Fajfar, P.: *Simple pushover analysis of asymmetric buildings*. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 26, 1997., 233.-249.
- [15] Fajfar, P.: *Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra*. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 28, 1999. 979.-993.
- [16] Fischinger, M.; Isaković, T.: *Seismic analysis of irregular bridges*, Irregular Structures (F. Karadogan and V. Rutenberg, editors), Istanbul Technical University, 1999. 127.-140.
- [17] Fischinger, M.; Isaković, T.; Moore, R.: *RC viaducts: pushover versus inelastic time-history analysis*. Proc. of the Third International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran (M. Ghafory-Ashtiany, editor), IIEES, 1999., 961.-968.
- [18] Kilar, V.; Fajfar, P.: *Application of the BTS surface for seismic evaluation of an asymmetric multi-storey building*, Irregular Structures (F. Karadogan and V. Rutenberg, editors), Istanbul Technical University, 1999., 167.-180.
- [19] Marušić, D.; Fajfar, P.: *Nonlinear seismic response of asymmetric steel frame buildings*. Irregular Structures (F. Karadogan and V. Rutenberg, editors), Istanbul Technical University, 1999., 157.-166.
- [20] Peruš, I.; Fajfar, P.: *On the seismic response of idealized asymmetric single-storey structures*, Irregular Structures (F. Karadogan and V. Rutenberg, editors), Istanbul Technical University, 1999., 141.-156.
-