

4. KAKO REALIZOVATI ELASTO-PLASTIČAN SISTEM U ARMIRANOM BETONU

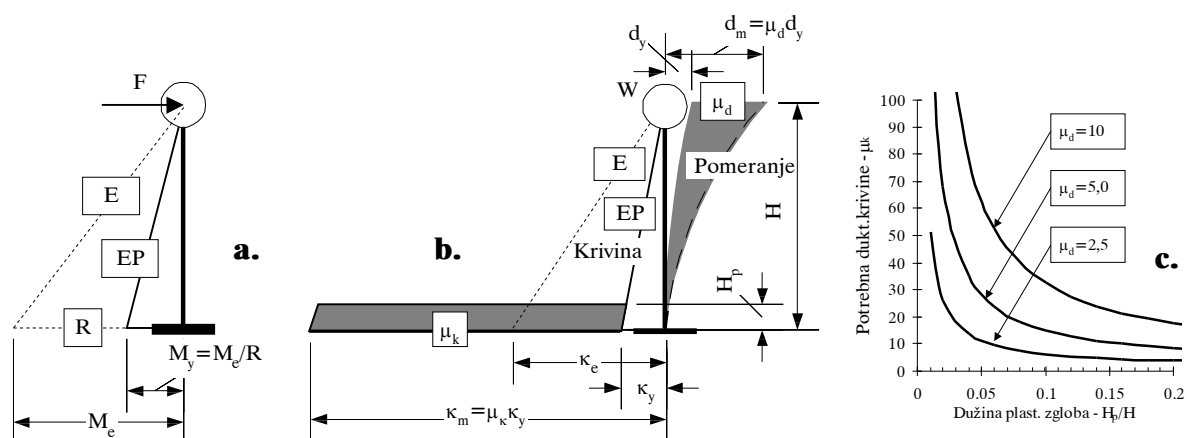
UVOD

U prethodnim razmatranjima analiziran je odgovor konstrukcije sa elasto-plastičnom vezom *sile i pomeranja vrha*. U ovom poglavlju, analiza silazi na nivo poprečnog preseka i razmatraju se zahtevi koji se postavljaju u pogledu potrebnih *krivina preseka* odnosno veza *napon - dilatacija* na nivou *materijala*. U nastavku, razmatra se kapacitet nelinearnih deformacija uobičajenih betonskih preseka i konstrukcija, kao i konstrukcijske mere za povećanje kapaciteta - utezanje betonskih preseka uzengijama. Na kraju je dat prikaz jednog *ispitivanja* kao i savremenih postupaka *modeliranja* AB konstrukcija.

4.1 KRIVINA PRESEKA - POMERANJE KONSTRUKCIJE

Ako su rezultati prethodnih analiza zadovoljavajući, postavlja se pitanje kako realizovati EP model pomeranje-sila u realnim konstrukcijama sa jednim stepenom slobode, konzola na slici 4.1.a.

Da bi se postigla elasto-plastična veza *sila-pomeranje F-d*, neophodan uslov je da je bar na delu visine konstrukcije moguće realizovati elasto-plastičnu vezu *moment-krivina preseka M-κ*, slika 4.1.b.



Slika 4.1 Obezbeđenje elasto-plastične veze sila-pomeranje

Primer 4.1.....

Odgovor elastične konstrukcije na dejstvo sile F u vrhu konzole je moment $M_e = FH$ u uklještenju, pomeranje vrha d_m i krivina preseka u uklještenju κ_e slika 4.1.a-b. Za zahtevanu vrednost duktilnosti pomeranja μ_d i uz pretpostavku da je faktor redukcije opterećenja $R = \mu_d$, potrebno je konstruisati konstrukciju za koju će moment u uklještenju imati vrednost $M_y = M_e / R$. Krutost konstrukcije na pomeranje odrediti prema krutosti preseka na savijanje EI .

Sa poznatom vrednošću momenta u uklještenju - nosivosti preseka $M_y = M_e / R$ određena je i krivina na granici elastičnosti $\kappa_y = M_y / EI$, slika 4.1.b. Prema Morovoj analogiji, pomeranje d_y vrha konzole na granici elastičnosti iznosi

$$d_y = 0,5\kappa_y H \frac{2H}{3} = \frac{\kappa_y H^2}{3} \quad (4.1)$$

Ostatak pomeranja vrha do zahtevanog iznosa d_m realizovaće se konstruisanjem *plastičnog zgloba* u oblasti uklještenja. Sve elasto-plastične deformacije konstrukcije biće koncentrisane na dužini plastičnog zgloba H_p , sa nepoznatom maksimalnom vrednošću *krivine preseka* $\kappa_m = \mu_k \kappa_y$, slika 4.1.b. Za ostali deo konstrukcije pretpostavlja se da ostaje u oblasti elastičnog odgovora materijala. Za dužinu H_p plastičnog zgloba okvirno može da se usvoji polovina dimenzije d preseka elementa u ravni savijanja.

Pomeranje δ vrha konzole usled povećanih krivina preseka preko granice elastičnosti na dužini plastičnog zgloba H_p iznosi

$$\delta = (\kappa_m - \kappa_y)H_p \left(H - \frac{H_p}{2}\right) = \kappa_y(\mu_k - 1)H_p^2 \left(\frac{H}{H_p} - 0,5\right) \quad (4.2)$$

Da bi se obezbedilo zahtevano pomeranje vrha konzole d_m , treba da je zadovoljen uslov

$$\delta = d_m - d_y = d_y(\mu_d - 1) \quad (4.3)$$

Uvršćenjem (4.1) i (4.2) u (4.3) dobija se *veza potrebne duktilnosti krivine* μ_k na dužini plastičnog zgloba H_p i zahtevane duktilnosti pomeranja vrha konzole μ_d

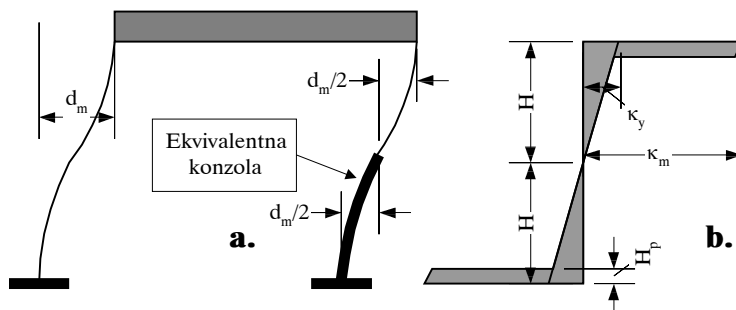
$$\mu_k = \frac{\kappa_m}{\kappa_y} = 1 + \frac{\mu_d - 1}{3 \frac{H_p}{H} \left(1 - 0,5 \frac{H_p}{H}\right)} \quad (4.4)$$

Na slici 4.1.c prikazana je zavisnost potrebne duktilnosti krivine μ_k u funkciji dužine plastičnog zgloba H_p i zahtevane duktilnosti pomeranja μ_d . Veza važi za bilo koji materijal, čelik, beton, druga je stvar da li se potrebne duktilnosti krivina mogu, i pod kojim uslovima realizovati. Pri zahtevanoj duktilnosti pomeranja $\mu_d = 5$ i dužini plastičnog zgloba $H_p/H = 0,10$, potrebna duktilnost krivine iznosi $\mu_k = 15$, što uopšte nije malo, u slučaju AB konstrukcija.

Primer 4.2.....

Na slici 4.2 prikazan je okvir sa beskonačno krutom riglom - "smičući okvir". Pri pomeranju vrha od d_m , na slici 4.2.b prikazana je raspodela krivina, koja se može interpretirati kao dve ekvivalentne konzole visine H . U ovom slučaju, relacija (4.4) glasi

$$\mu_k = \frac{\kappa_m}{\kappa_y} = 1 + \frac{0,5\mu_d - 1}{3 \frac{H_p}{H} \left(1 - 0,5 \frac{H_p}{H}\right)} \quad (4.5)$$



Slika 4.2 EP smičući okvir

Pri zahtevanoj duktilnosti pomeranja $\mu_d = 5$, i dužini plastičnog zgloba $H_p/2H = 0,10$, potrebna duktilnost krivine iznosi $\mu_k = 3,8$ što je u slučaju AB konstrukcija lako ostvarljivo.

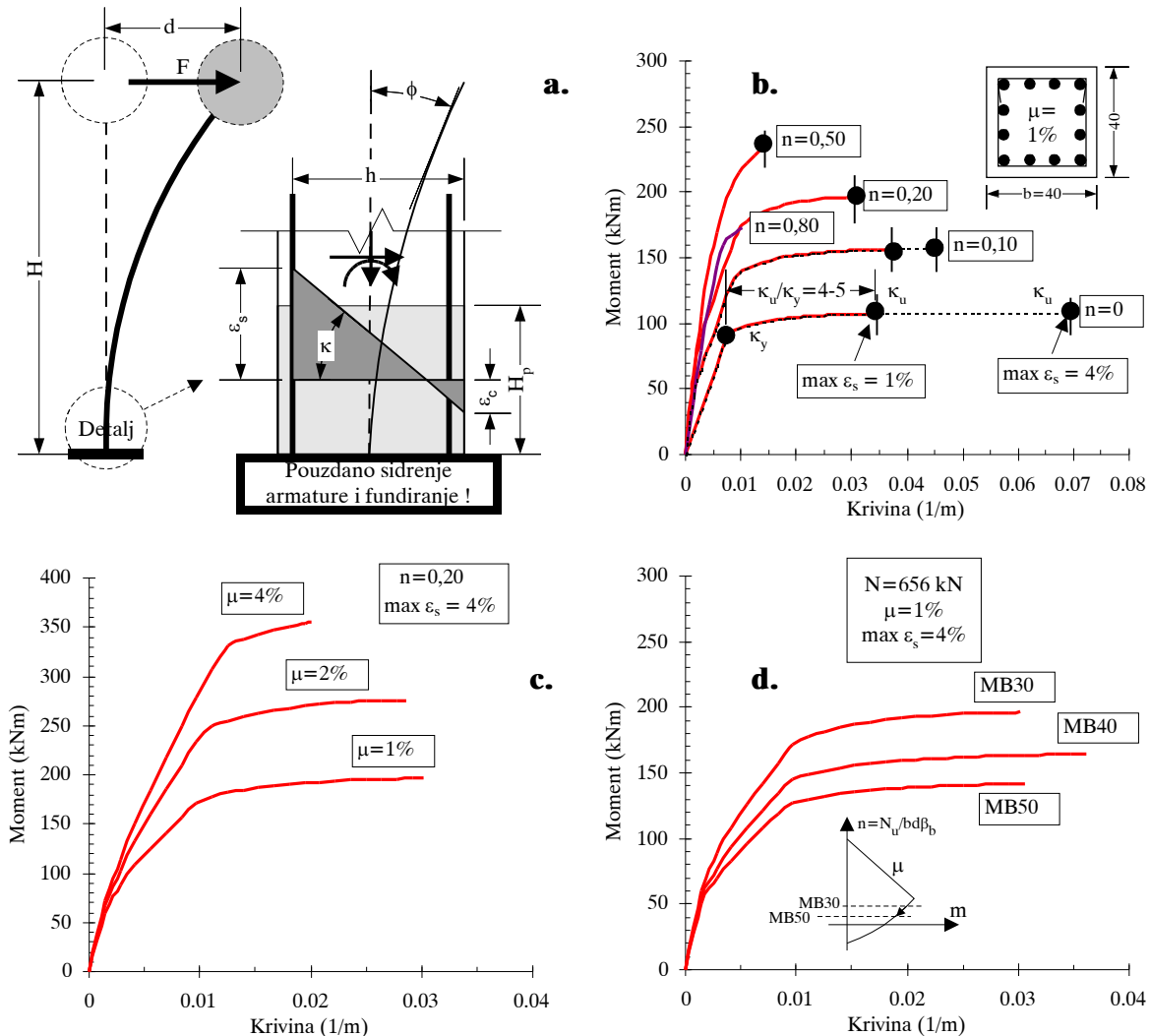
Da bi se ostvarila potrebna duktilnost pomeranja konstrukcije, i *konstrukcijski sistem* igra značajnu ulogu.

4.2 NELINEARNI ODGOVOR AB KONSTRUKCIJA

U armirano betonskim konstrukcijama, krivina preseka κ postiže se *dilatacijama* skraćenja usled pritiska u betonu - ε_c i izduženja čelika ε_s , slika 4.3.a

$$\kappa = (\varepsilon_c + \varepsilon_s)/h \quad (4.5)$$

Da bi se u zoni plastičnog zgloba uopšte realizovale nelinearne deformacije betona i armature, armatura mora da bude pouzdano usidrena u temelj, uz efikasno fundiranje koje će da obezbedi da se pomeranje vrha konzole realizuje *krivinama preseka*, a ne rotacijom ili "skakanjem" temelja.



Slika 4.3 Nelinearni odgovor AB stuba

Primer 4.3.....

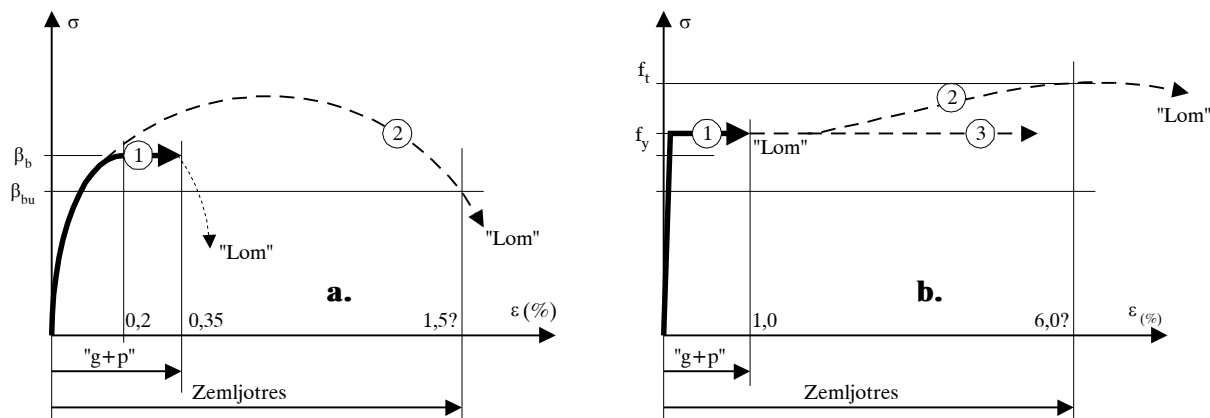
Pri *dimenzionisanju nosivosti* preseka za uticaje uobičajenih opterećenja, dilatacije su propisima ograničene na $\varepsilon_c < 0,0035$ u betonu odnosno $\varepsilon_s < 0,010$ u čeliku, čime je ograničena i maksimalna vrednost krivine preseka za uobičajene slučajeva opterećenja. Međutim, ni taj iznos krivine preseka često nije moguće dostići, jer iznos *aksijalnog opterećenja* preseka bitno utiče na sposobnost post-elastičnih deformacija preseka, primer stuba kvadratnog poprečnog preseka, MB30, slika 4.3.b.

Za kvadratni presek stuba prikazani su dijagrami $M-n-\kappa$ ($n=N/b^2\beta_B$) sa dilatacijama čelika ograničenim na 0,010 odnosno 0,040, "mimo propisa". Sa porastom aksijalnog opterećenja, opada granična vrednost krivine preseka pri lomu. Dopuštanje većih dilatacija čelika povećava graničnu vrednost krivine preseka, ali samo pri nižim nivoima aksijalnog opterećenja, u slučajevima "loma po armaturi". Duktilnost krivine pri čistom savijanju iznosi 4 - 5 ($\epsilon_s < 0,010$) odnosno 8 - 10 ($\epsilon_s < 0,040$), što ne obećava, slika 4.1.c.

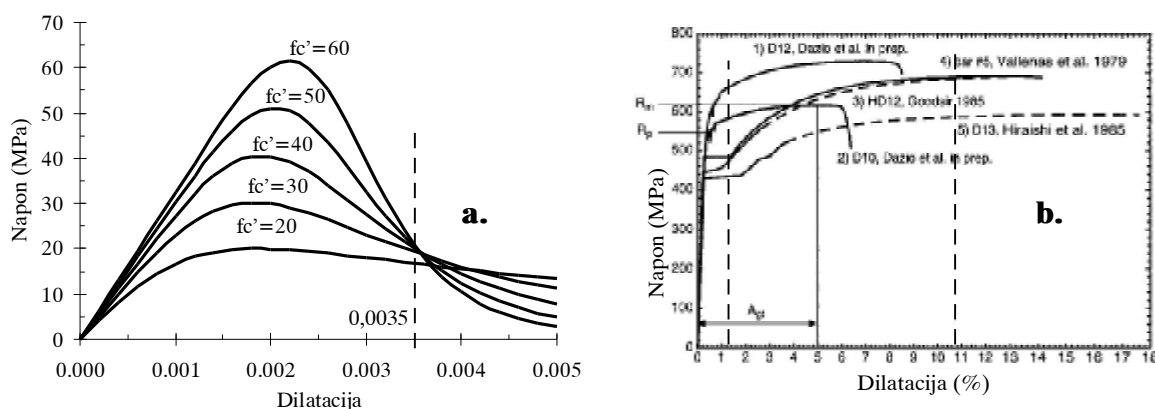
Pokušaj da se pri nivou aksijalnog opterećenja $n = 0,20$ duktilnost krivine preseka poveća povećanjem procenta armiranja μ , slika 4.3.c ili marke betona, slika 4.3.d neće dati zadovoljavajuće rezultate.

Postavlja se pitanje može li se onda uopšte nešto postići u armiranom betonu, mogu li se u slučaju zemljotresa obezbediti povećane dilatacije armature i betona, makar i uz smanjenu nosivost preseka?

Na slici 4.4 uobičajeni "radni dijagrami" betona i čelika prikazani su linijom 1, dok linije 2 prikazuju "poželjne" dijagrame, *odgovor materijala* u slučaju zemljotresa. Na dijagramu $\sigma-\epsilon$ čelika, linija 3 je u slučaju zemljotresa nepoželjna, čelik treba da poseduje osobinu *ojačanja* - linija 2, kako bi se obezbedila veća dužina plastičnog zgloba, postepenim *propagiranjem dilatacija* tečenja armature duž elementa.



Slika 4.4 Radni dijagrami a) betona i b) čelika

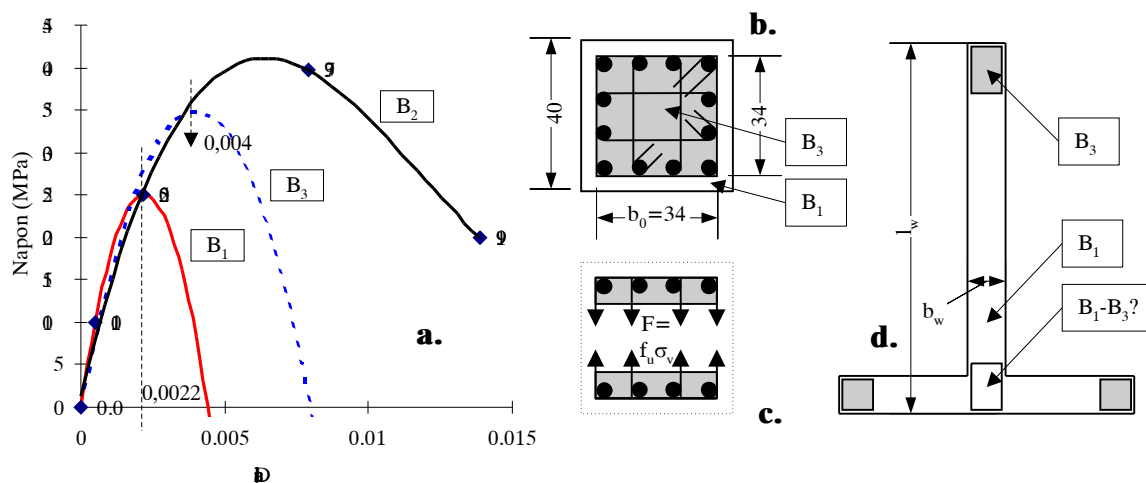


Slika 4.5 Rezultati jednoaksijalnih opita: a) betona i b) čelika /8/

Na slici 4.5 prikazani su rezultati jednoaksijalnih opita betona i čelika. Dok se u slučaju rebrastih čelika mogu dopustiti povećane dilatacije čak i do 10%, slika 4.5.b, dotle su dilatacije pritiska betonskih cilindara sa čvrstoćom f_c' u granicama definisanim propisima.

Povećanje duktilnosti krivine dopuštanjem povećanih dilatacija čelika nije dovoljno, potrebno je da se nekako poveća i kapacitet deformacija betona.

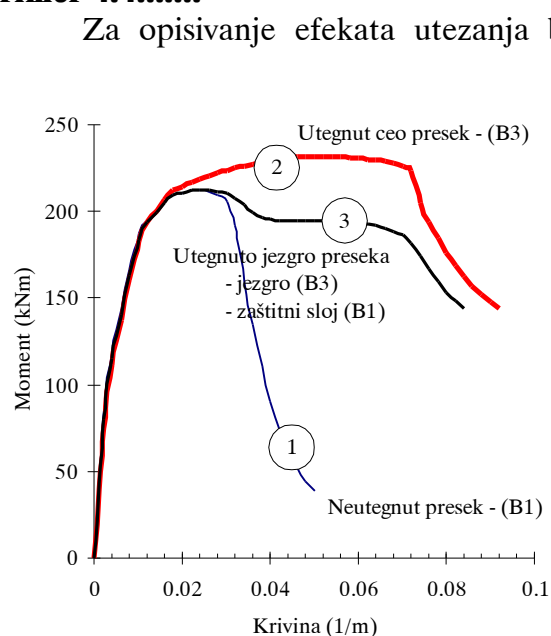
Opiti na slici 4.5.a su naravno izvedeni na nearmiranim betonskim prizmama. Na rezultatima ovih opita jednoaksijalne čvrstoće zasnivaju se uobičajeni algoritmi proračuna preseka na savijanje sa normalnom silom, u kom slučaju se jednoaksijalno stanje napona prostire na delu ukupne površine poprečnog preseka. U realnim konstrukcijama, "jednoaksijalna čvrstoća preseka elementa" je veća, jer se bočnom širenju betona pri povećanim dilatacijama pritiska, sa pojavom podužnih prslina u pravcu opterećenja suprotstavljaju uzengije preseka - preseci su "poprečno utegnuti", slika 4.6.b-c.



Slika 4.6 Utezanje AB preseka uzengijama

Bočnom širenju betona opire se ustvari "omotač" od podužne armature i uzengija. Efikasnost utezanja zavisi od količine i podužnog razmaka uzengija, granice razvlačenja čelika ali i od razmaka podužnih šipki koje su "bočno pridržane - poduprte" uzengijama, slika 4.6.c. Ovaj omotač definiše utegnuto jezgro preseka dimenzija b_0 prema slici 4.6.b.

Primer 4.4.....



Slika 4.7 Efekat utezanja betona

Za opisivanje efekata utezanja betona na povećanje jednoaksijalne nosivosti i deformabilnosti postoje različiti predlozi, jedan od njih ilustrovan je na slici 4.6.a /2/. Kriva B_1 predstavlja paraboličnu aproksimaciju rezultata opita sa slike 4.5.a za $f_c' = 25 \text{ MPa}$, a linija B_2 se odnosi na isti beton, ali utegnuto uzengijama $R\phi 10/10$ prema slici 4.6.b. Povećanje nosivosti je značajno, i što je važnije, kapacitet dilatacija - deformabilnosti je povećan.

Za dalje računске analize, pretpostavljen je nešto niži efekat utezanja - beton B_3 , sa povećanom čvrstoćom od $f_c' = 35 \text{ MPa}$ koja se dostiže pri dilataciji betona od $0,004$, slika 4.6.a.

Na slici 4.7 prikazani su rezultati proračuna moment - krivina preseka prema

slici 4.6.b, za iznos normalne sile od $N=0,2f_c b^2=0,2 \times 2,5 \times 40^2=800kN$. Kriva 1 predstavlja odgovor neutegnutog preseka, model betona B_1 sa slike 4.6.a. Linija 2 predstavlja odgovor preseka uz pretpostavku da je ceo poprečni presek utegnut, model betona B_3 . Pri povećanim dilatacijama pritiska nastupa odvajanje, "oljuskavanje" zaštitnog sloja preseka, i svođenje nosivog preseka na presek utegnutog jezgra. Linija 3 prikazuje odgovor preseka kod koga je za jezgro usvojen model utegnutog betona B_3 , a za zaštitni sloj model neutegnutog betona B_1 , slika 4.6.b.

U oba slučaja, utezanje preseka znatno povećava granične dilatacije pri dostizanju loma preseka, samim tim i maksimalne krivine odnosno kapacitet deformacija.

Isti princip važi za bilo koju pritisnutu zonu složenih preseka, kao što je zid T - preseka na slici 4.6.d, kod koga je potrebno povećati duktilnost krivine preseka utezanjem šrafiranih "skrivenih stubova". U zoni spoja rebra i flanše zida uvek se postavljaju uzengije, ali eventualno računski potrebno utezanje nije uvek potrebno.

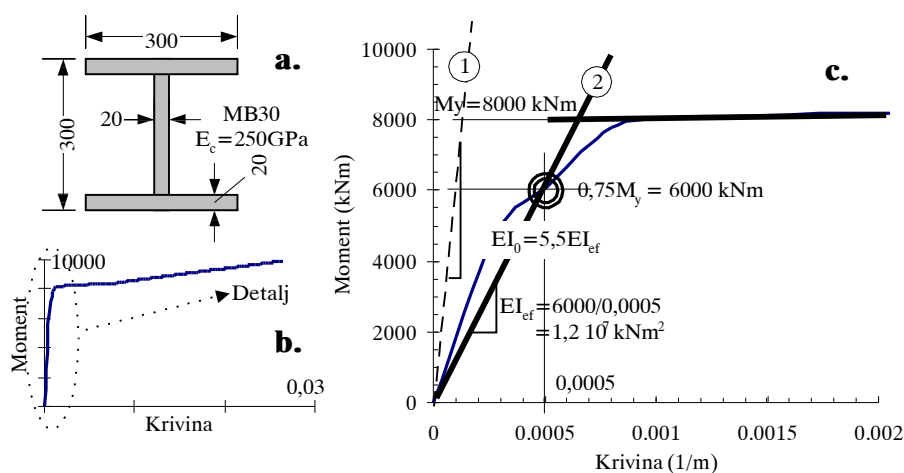
Svi proračuni moment - krivina urađeni su programom RESPONSE, koji se na disketi distribuira uz udžbenik /9/.

4.3 POČETNA KRUTOST AB PRESEKA I KONSTRUKCIJA

Pri dosadašnjim analizama teorijskih elasto-plastičnih modela odgovora konstrukcija na dejstvo zemljotresa, formiranju nelinearnih spektara odgovora na primer, pretpostavljeno je da je inicijalna, početna krutost k elastične i EP konstrukcije identična. Postavlja se pitanje kako odrediti proračunsku krutost preseka i konstrukcije sa kojom se potom formira dinamički model konstrukcije?

Primer 4.5.....

Na slici 4.8.a prikazan je poprečni presek složenog AB zida. Uz pretpostavku da je centrični napon pritiska usled gravitacionog opterećenja $\sigma_0=1,5 MPa$ ($N_0=A_c \sigma_0 = 2580 kN$, A_c - površina bruto preseka betona), i da je zid armiran minimalnom količinom armatute prema YU seizmičkim propisima /10/, izvršiti analizu proračunskih krutosti preseka konstrukcije.



Slika 4.8 Složeni zid, proračunska krutost preseka

prethodnog primera, prikazana je na slici 4.8.b, pri čemu je modelirano i ojačanje čelika. Maksimalna krivina preseka zida iznosi skoro 3%. Detalj dijagrama, do vrednosti krivina od 0,2% prikazan je na slici 4.8.c. Elasto-plastična aproksimacija dijagrama moment-krivina prikazana je linijom 2 na slici 4.8.c, koja prolazi kroz karakterističnu tačku računskog dijagrama za koju se najčešće usvaja nivo od 75% momenta nosivosti $M_y=8000 kNm$. Sa

Ako se za krutost preseka na savijanje EI usvoji krutost EI_0 bruto I - preseka složenog zida prema slici 4.8.a, veza moment - krivina prikazana je linijom 1 na slici 4.8.c.

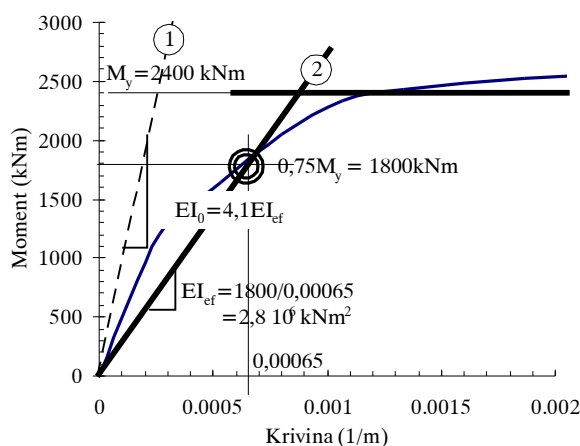
Veza moment-krivina određena modeliranjem armiranog preseka prema postupku iz

odgovarajućom krivinom od $0,0005 \text{ 1/m}$, efektivna krutost preseka iznosi $EI_{eff} = 1,2 \cdot 10^7 \text{ kNm}^2$, što je 5,5 puta manje od krutosti EI_0 bruto I - preseka zida.

Primer 4.6.....

U praksi čest slučaj usvajanja karakteristika samo rebra za proračun krutosti preseka složenih zidova, zasniva se upravo na činjenici da će nakon dostizanja čvrstoće betona na zatezanje, beton zategnute flanše i dela rebra zida biti isključen iz nosivosti i krutosti preseka, osim armature u ovom zonama.

Međutim, onda bi trebalo biti dosledan, pa i za krutost jednostavnog zida koji nema flanše takođe usvojiti proračunsku vrednost efektivne krutosti EI_{ef} , manju od krutosti bruto preseka EI_0 , što u praksi najčešće nije slučaj.



Slika 4.9 Krutost pravougaonog preseka zida

složenih sistema, poglavlje 6.11.

Na slici 4.9 prikazani su dijagrami moment-krivina pravougaonog zida, rebra zida na slici 4.8.a, sa istim normalnim naponom od gravitacionog opterećenja i istim minimalnim procentom armiranja.

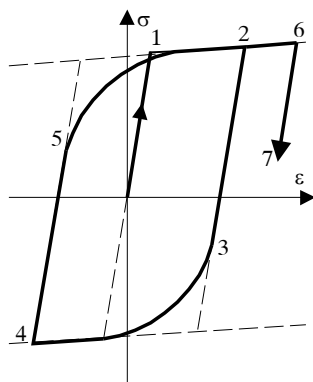
Efektivna krutost preseka iznosi $EI_{ef} = 2,8 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$, linija 2, što je čak 4,1 puta manje od krutosti bruto pravougaonog preseka EI_0 , linija 1 na slici 4.9.

Usvajanje snižene krutosti zida I - preseka i pune krutosti zida pravougaonog preseka za posledicu ima poremećaj relativnih krutosti elemenata konstrukcije, što ima uticaja na proračunske uticaje

4.4 REALNO PONAŠANJE ARMIRANO BETONSKIH KONSTRUKCIJA PRI CIKLIČNIM DEFORMACIJAMA

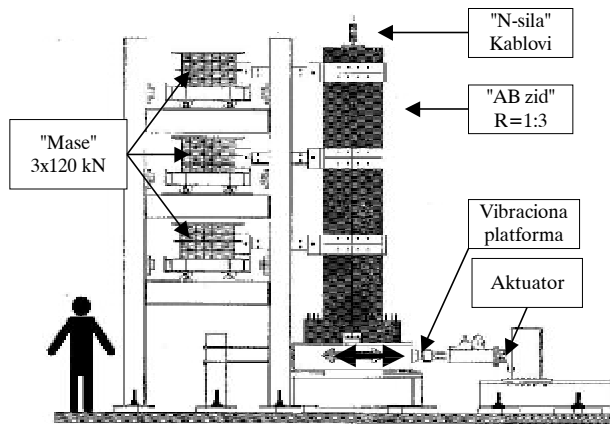
Elasto-plastični model jeste jednostavan za objašnjenje problema, dovoljno tačno opisuje ponašanje betonskih preseka pri monotonim opterećenjima u istom smeru, ukoliko je lom po čeliku, koji i daje karakter krive. Međutim, pri cikličnim deformacijama usled zemljotresa, fenomeni su složeniji i modeliraju se drugim, složenijim vezama moment - krivina ili sila - pomeranje.

Zbog poznatog Baušingerovog efekta, ni sam čelik ne pokazuje idealan elasto-plastičan odgovor na ciklične deformacije, dolazi do zaobljenja krive odgovora, sa površinom histerezisne krive manjom od elasto-plastičnog odgovora, slika 4.10.



Slika 4.10 Ciklične deformacije čelika

Pri formulisanju racionalnih modela ponašanja AB konstrukcija pri zemljotresu, nezamenljivu ulogu imaju laboratorijski eksperimenti kao i osmatranja ponašanja realnih konstrukcija pri zemljotresu. Kao primer, na slici 4.11 prikazana je dispozicija opita na modelima AB trospratnih zidova izvedenih na ETH - Cirihi /8/.

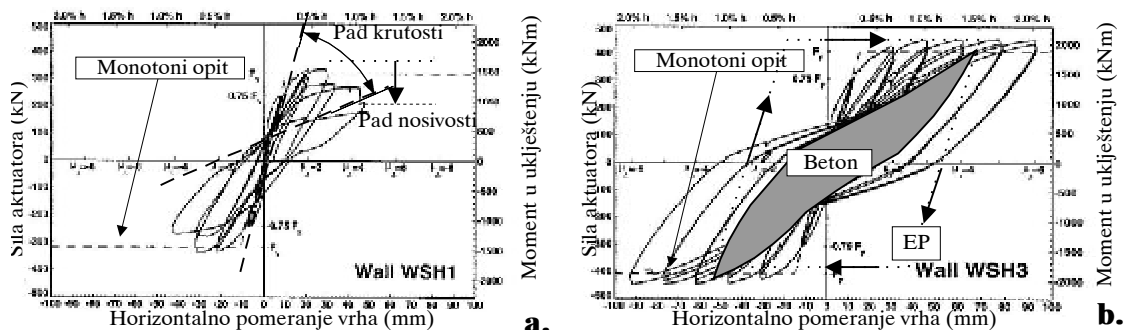


Slika 4.11 Dispozicija opita /8/

dijagram monotonog opita je anvelopa cikličnih deformacija, ali histerezis znatno *odstupa od elasto-plastičnog modela (EP)*, sužen je i pokazuje tendenciju pada krutosti u toku ciklusa. Površina histerezisa je manja nego u slučaju teorijskog elasto-plastičnog modela, samim tim i količina potrošene energije.

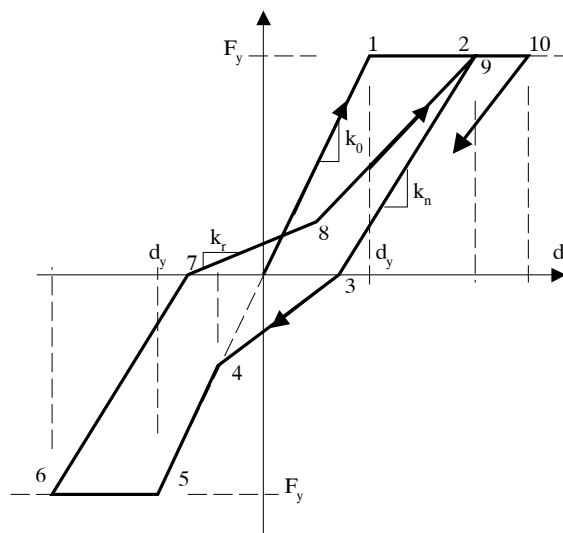
Model zida trospratne zgrade u razmeri 1:3, sa tri mase od po 120 kN, testiran je zadavanjem ubrzanja vibracionoj platformi pomoću prese - aktuatora, prema sintetizovanom akcelerogramu. Efekat gravitacionog opterećenja simuliran je vertikalnim prethodnim naprezanjem.

Na slici 4.12 prikazani su rezultati opita *cikličnog monotonog opterećenja* dva zida, različito armirana. Zid na slici 4.12.b pokazuje dobar - poželjan odgovor za AB konstrukcije. Elasto- plastični



Slika 4.12 Histerezisne krive /8/

Zid na slici 4.12.a pokazuje nepoželjnu, ali sasvim moguću situaciju u praksi. Osim pada krutosti preseka, prisutan je i pad nosivosti sa povećanjem broja ciklusa, i definitivni lom pri relativno malom broju ciklusa.



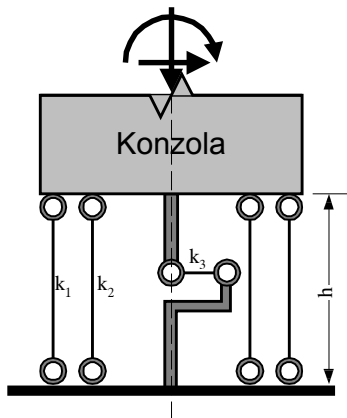
Slika 4.13 Model F-d sa uticajem akumulacije oštećenja na krutost

4.5 MODELIRANJE AB KONSTRUKCIJA

Sve do pojave rezultata opita na modelu realne AB konstrukcije iz prethodnog poglavlja, teorija zasnovana na *elasto-plastičnom modelu* odgovora konstrukcije je "lepo napredovala". Budući da se konstrukcije od betona stvarno izvode, i to uglavnom prema Propisima, znači da rešenje ipak postoji. Pre napuštanja razmatranja efekata zemljotresa na primeru najjednostavnije konstrukcije, konzole sa jednom masom, potrebno je bar nagovestiti kako će to "beton"

sa slike 4.12.b da se uklopi u opšti algoritam iz poglavlja 3.5.

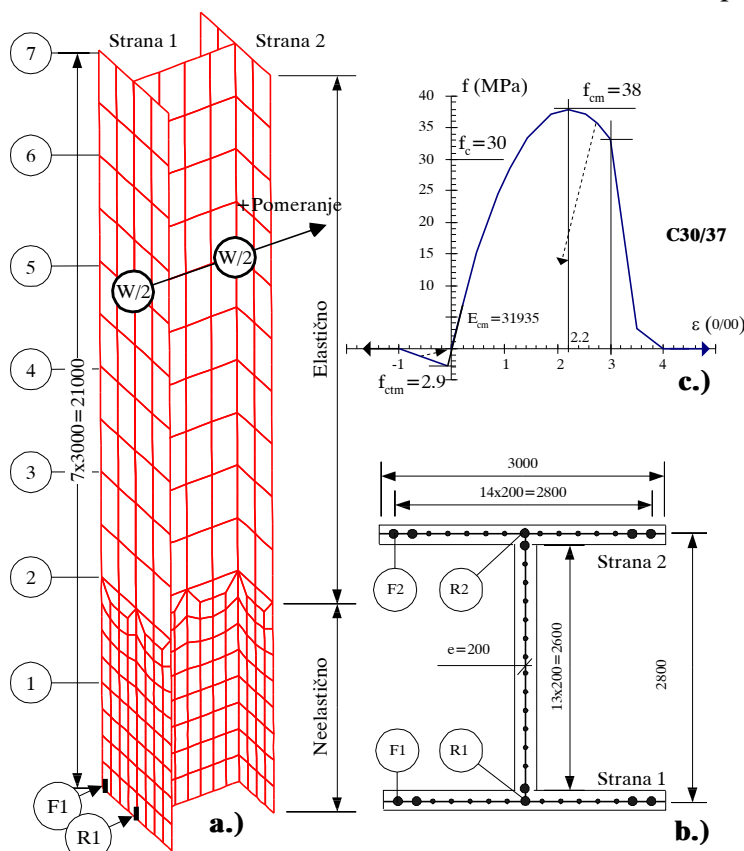
Ako elasto-plastični model $F(\text{sila, moment})-d(\text{pomeranje, krivina preseka})$ ne opisuje korektno odgovor realnih AB konstrukcija, onda treba "smeniti" model. Na slici 4.13 kvalitativno je prikazan računski model odgovora kakvi se danas koriste u nelinearnoj analizi AB konstrukcija izloženih dejstvu zemljotresa. Inicijalna krutost k_0 kao i nosivost F_y (pri čemu plato ne mora da bude horizontalan) određeni *monotonim opitom* formiraju kostur krive. Zavisno od trenutnog iznosa deformacije d , ali i od *istorije deformacija*, krutost sistema se menja u toku cikličnih deformacija pri zemljotresu. Pravila po kojima se određuju krutosti k_n, k_r itd. pojedinih grana, *histerezisna pravila*, utvrđuju se usaglašavanjem sa *eksperimentalno utvrđenim rezultatima*, prema slici 4.12 na primer.



Slika 4.14 Višeslojni model nelinearnih opruga

Osim što je formulacija matematički komplikovanija, princip analize je isti kao i u slučaju EP modela. Ako su u konstrukciji definisane *zone plastičnih zglobova*, odgovor tih zona može da se opiše prethodnim modelom, dok se za ostale delove konstrukcije može usvojiti da se ponašaju elastično - koncept "*koncentrisanog nelinearnog odgovora*" u čvorovima štapova modela konstrukcije.

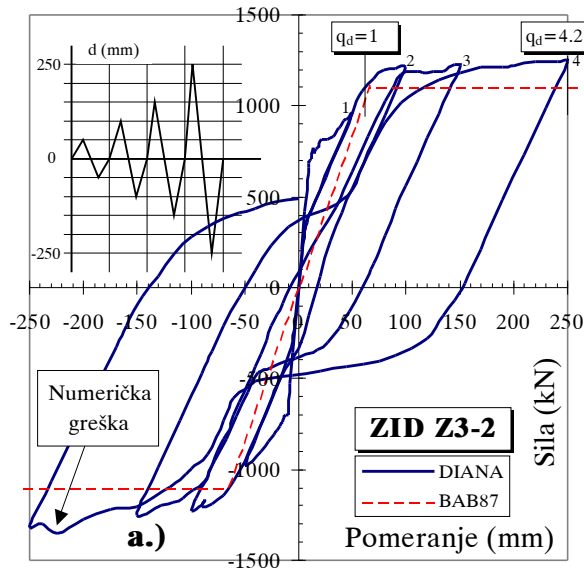
Danas je popularan koncept "*makroskopskog modeliranja*", gde se deo zida visine h , na primer, modelira *višeslojnim sistemom nelinearnih opruga*, od kojih svaka, k_1-k_n može da ima svoje *histerezisno pravilo*, tako da ukupni efekat bude usaglašen sa rezultatima eksperimenata, slika 4.14.



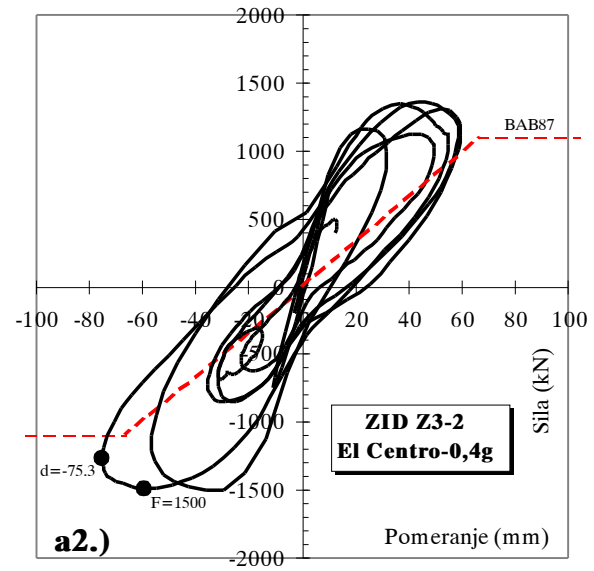
Slika 4.15 "Mikroskopsko modeliranje": a) model zida, b) presek i raspored armature, c) jednoaksijalni model betona

Za razliku od prethodnih, "makroskopskih modela", koji su trenutno jedino racionalno rešenje za modeliranje konstrukcija objekata u celini, metod konačnih elemenata se uglavnom koristi za nelinearnu seizmičku analizu delova ili detalja AB konstrukcija - "mikroskopsko modeliranje".

Na slici 4.15 prikazan je model sedmospratnog armiranobetonskog složenog zida, kod koga su prva dva sprata, beton i sva armatura modelirani nelinearno, a za ostatak konstrukcije je usvojen idealno elastičan model /11/. Ukupna masa konstrukcije koncentrisana je u visini petoga sprata, nivou "rezultante" seizmičkog opterećenja. Napon u betonu usled



Slika 4.16 Odgovor sila-pomeranje pri monotonom cikličnom optu

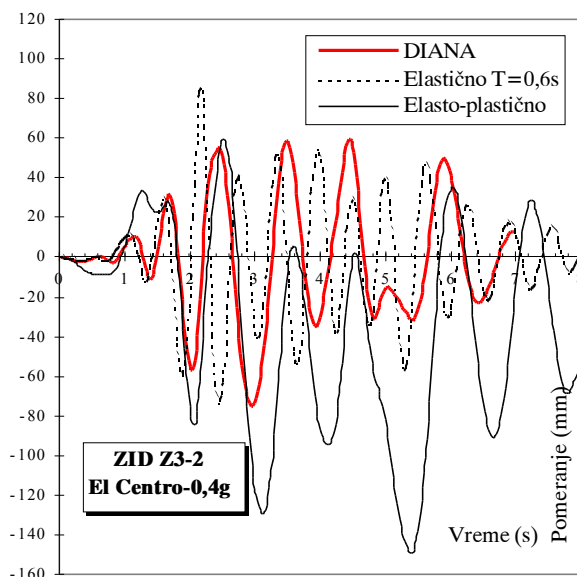


Slika 4.17 Odgovor sila-pomeranje pri zapisu El Centro dužine 8 sekundi

gravitacionog opterećenja u ovom slučaju iznosi 2,0MPa, dok ujednačeni procenat armiranja vertikalnom armaturom iznosi 1,2%. Nelinearna statička i dinamička analiza urađene su programom DIANA-TNO /5/.

Pomeranjem oslonca u nivou masa, prema shemi ciklusa na slici 4.16, prvo je definisan statički odgovor konstrukcije, sila-pomeranje u nivou masa, pri monotonom cikličnom opterećenju, slika 4.16. Proračun je završen pri maksimalnom pomeranju od 250mm i duktilnosti pomeranja $q_d = 4,2$, znatno iznad prognoziranog pomeranja od 150mm, prema elasto-plastičnom modelu prethodno analiziranom, slika 4.18.

Pre dinamičke analize utvrđen je period oscilovanja sistema sa jednom masom. Sa bruto krutošću celog I-preseka zida, period iznosi $T = 0,6s$, dok se sa efektivnom krutošću period produžava na $T = 1,2s$. Seizmička analiza urađena je za sekvencu od prvih osam sekundi zapisa El Centro, normalizovanom na maksimalno ubrzanje tla $a_g = 0,40g$. U slučaju



Slika 4.18 Pomeranje u toku zemljotresa

elastične konstrukcije, u toku ove karakteristične sekvence trajanja pojavljuju se ekstremi svih veličina - pomeranja i ubrzanja. Odgovor sistema prikazan je na slici 4.17, dok je tok pomeranja za tri različita koncepta modeliranja prikazan na slici 4.18.

Na kraju ovog informativnog pregleda, poenta: *eksperimenti, osmatranje objekata posle zemljotresa, sofisticirani računski modeli uz silan trud entuzijasta, treba projektantima u praksi da definišu vezu dozvoljenog faktora redukcije opterećenja i obezbeđene duktilnosti pomeranja - nelinearni spektar ubrzanja za AB konstrukcije prema "jednostavnom" algoritmu na slici 3.15.*